

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

85040

LİMİT HESAP TEORİSİNDE MEKANİZMA  
DURUMUNUN BELİRLENMESİ  
ve GÖÇME RİSKİNİN SAPTANMASI

İnşaat Mühendisi Beysun KESKİN

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


YÜKSEK LİSANS TEZİ

TC. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU  
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Sema ALACALI



Prof. Zekeriya POLAT



Prof. Dr. Zekai Celal

85040

İSTANBUL, 1999

## İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	V
KISALTMA LİSTESİ.....	X
ŞEKİL LİSTESİ.....	XI
ÇİZELGE LİSTESİ.....	XIII
TERMİNOLOJİ.....	XIV
TEŞEKKÜR .....	XVI
ÖZET .....	XVII
ABSTRACT .....	XVIII
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Konunun Önemi .....	1
1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı .....	2
2. MALZEME DAVRANIŞ MODELLERİ.....	3
2.1 Beton İçin Kabul Edilen Gerilme-Birim Kısalma İlişkisi $\sigma_c-\varepsilon_c$ .....	3
2.1.1 Kuşatılmış beton için $\sigma_c-\varepsilon_c$ ilişkisi .....	3
2.1.2 Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin belirlenmesi.....	8
2.2 Donatı Çeliği İçin Davranış Modelleri .....	9
2.2.1 Monotonik yük etkisinde kalan çelik için $\sigma -\varepsilon$ ilişkisi .....	9
2.2.2 S220, S420a ve S420b için sayısal belirlemeler.....	11
3. EĞİLME ve BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDE KALAN YAPISAL ELEMAN KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ ve TASARIMI .....	14
3.1 Kiriş Kesitlerinin Çözümlemesi ve Tasarımı .....	14
3.1.1 Son limite göre çözümleme ve tasarım .....	15
3.1.2 Akma limitine göre çözümleme .....	18
3.2 Kolon Kesitlerinin Çözümlemesi ve Tasarımı .....	19
3.2.1 Son limite göre çözümleme ve tasarım .....	19
3.2.1.1 Çözümleme.....	20
3.2.1.1.1 Dengeli dış merkezlik.....	20
3.2.1.1.2 Basınç kırılması.....	21
3.2.1.1.2.1 Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu .....	21
3.2.1.1.2.2 Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu.....	24
3.2.1.1.3 Çekme kırılması .....	25
3.2.1.2 Tasarım.....	27
3.2.1.2.1 Ön boyutlandırma ve donatı oranı .....	28
3.2.2 Akma limitine göre çözümleme .....	28
3.2.2.1 Basınç kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler.....	29
3.2.2.1.1 Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu .....	30
3.2.2.1.2 Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu.....	32

3.2.2.2	Çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlenmeler.....	34
4.	LİMİT HESAP TEORİSİNDE MEKANİZMA DURUMUNUN BELİRLENMESİ ve BAKER YAKLAŞIMI.....	36
4.1	Kabuller ve Belirlemeler .....	36
4.2	Birleşik Mekanizmalar Yöntemi .....	37
4.2.1	Yayıllı yük .....	41
4.2.2	Moment dengesi ile alt sınır çözüm .....	42
4.2.3	Birleşik mekanizmalar yönteminde dönmeler.....	43
4.2.4	Genel yüklemde kalıcı şekil değiştirmeler ve gerilmeler .....	43
4.2.5	Açıklayıcı örnekler .....	44
4.3	Baker Yaklaşımı .....	50
4.3.1	Yapı elemanlarında eğrilikler ve sehimler .....	51
4.3.2	Plastik mafsal eşdeğer boyu ve plastik mafsal dönme uygunluğu .....	53
4.3.3	Plastik mafsal plastik dönme kapasitesini etkileyen faktörler.....	55
4.3.4	Momentlerin yeniden dağılımı .....	56
4.3.5	Baker yaklaşımı için genel bağıntılar .....	56
4.3.6	Tasarım momentleri dağılımı .....	58
4.4	Optimal Plastik Tasarım.....	63
4.4.1	Minimum ağırlık tasarımı.....	63
4.4.2	Değişken plastik momentli sürekli yapılar .....	64
4.4.3	Sürekli kirişlerin optimum limit tasarımı .....	65
4.4.4	Betonarme yapıların optimum limit tasarımı için bir görüş .....	66
5.	YAPISAL SİSTEMLERİN GÜVENİLİRLİĞİNİN ya da GÖÇME RİSKİNİN SAPTANMASINA İLİŞKİN YAKLAŞIMLAR.....	68
5.1	Yapısal Güvenilirlik .....	68
5.2	Güvenilirliğin Belirlenmesiyle İlgili Yaklaşımlar .....	68
5.3	Üçüncü Düzey Yaklaşımı.....	69
5.4	İkinci-Moment Yaklaşımları .....	69
5.4.1	Güvenilirlik indeksinin doğrudan belirlenmesi.....	72
5.4.2	Güvenilirlik indeksinin iterasyonla belirlenmesi.....	76
5.4.2.1	Doğrusal performans fonksiyonları .....	86
5.4.2.2	Eşdeğer normal dağılımlar .....	88
5.4.2.3	Doğrusal olmayan performans fonksiyonları .....	91
5.4.3	Performans fonksiyonu değişkenlerinin tasarım değerleri .....	93
5.5	Birinci Düzey Yaklaşımı .....	94
6.	SAYISAL UYGULAMALAR ve BELİRLEMELER.....	95
7.	SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	136
	KAYNAKLAR.....	140
	BİBLİYOGRAFYA .....	144

EKLER	.....	145
EK 1	Kuşatılmamış Beton Hesap Katsayıları .....	146
EK 2	$\psi$ Çizelgeleri.....	148
EK 3	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ ).....	149
EK 4	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ ).....	150
EK 5	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ ).....	151
EK 6	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ ).....	152
EK 7	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ ).....	153
EK 8	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ ).....	154
EK 9	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ ).....	155
EK 10	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ ).....	156
EK 11	K Çizelgeleri.....	157
EK 12	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ ).....	158
EK 13	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ ).....	159
EK 14	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ ).....	160
EK 15	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ ).....	161
EK 16	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ ).....	162
EK 17	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ ).....	163
EK 18	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ ).....	164
EK 19	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ ).....	165
EK 20	Kiriş Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (b Tipi).....	166
EK 21	Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (a Tipi).....	167
EK 22	Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (c Tipi).....	168
EK 23	Standart Normal Dağılıma İlişkin Olasılık Çizelgesi.....	169
ÖZGEÇMİŞ	.....	172

## SİMGE LİSTESİ

$A_c$	: Kolon enkesit alanı (bh)
$A_s$	: Çekme donatısı enkesit alanı
$A'_s$	: Basınç donatısı enkesit alanı
$A_{sh}$	: Etriye enkesit alanı
$a_o, a_i$	: Doğrusal performans fonksiyonuna ilişkin sabit sayılar
$b$	: Dikdörtgen kesit genişliği
$b_h$	: Kuşatılmış beton çekirdeğin etriye kolları dışından ölçülen genişliği
$b'_h$	: Kuşatılmış beton çekirdeğin etriye eksenleri arası genişliği
$D$	: Göçme yüzeyi üzerindeki $X'$ noktasının orijine mesafesiyle ilgili rasgele değişken
$d$	: Çekme donatısı ağırlık merkezinin en dış beton basınç lifine olan mesafesi; Doğrusal göçme çizgisinin sistemin orijinine uzaklığı
$d'$	: Basınç donatısı ağırlık merkezinin en dış beton basınç lifine olan mesafesi
$d_c$	: Kuşatılmış kesitin etriye kolu dış yüzünden ölçülen etkili derinliği ya da kuşatılmış kesit etriye kolu dış yüzüyle çekme donatısı arasındaki uzaklık
$d'_c$	: Kuşatılmış kesitte etriye kolu dış yüzüyle basınç donatısı ağırlık merkezi arasındaki uzaklık
$d_h$	: Kuşatılmış beton çekirdeğin etriye kolları dışından ölçülen yüksekliği
$d'_h$	: Kuşatılmış beton çekirdeğin etriye kolu eksenlerine göre belirlenen yüksekliği
$E$	: Betonun elastiklik modülü
$E_p$	: Donatı çeliği plastiklik modülü
$E_s$	: Donatı çeliği elastisite modülü (200.000 MPa)
$E(X)$	: $X$ rasgele değişkeninin beklenen değeri
$EI$	: Eğilme rijitliği
$e$	: Dış merkezlik
$e_b$	: Dengeli dış merkezlik
$e'$	: Çekme donatısı ağırlık merkezinden ölçülen dış merkezlik
$e'_b$	: Dengeli durum için çekme donatısı ağırlık merkezinden ölçülen dış merkezlik
$F(.)$	: Olasılık birikimli dağılım fonksiyonu
$f(.)$	: Olasılık yoğunluk fonksiyonu $-f_X(X)-$
$f_c$	: Kuşatılmamış beton silindir deney elemanında tek eksenli basınç mukavemeti
$f_{cc}$	: Kuşatılmış beton silindir deney elemanında aksenal basınç mukavemeti
$f_{cd}$	: Betonun basınç mukavemeti tasarım değeri
$f_{ccd}$	: Kuşatılmış betonun basınç mukavemeti tasarım değeri
$f_{ck}$	: Betonun karakteristik basınç mukavemeti
$f_{cck}$	: Kuşatılmamış betonun karakteristik basınç mukavemeti
$f_{su}$	: Pekleşen donatı çeliğinin son limit mukavemeti
$f_{sud}$	: Pekleşen donatı çeliğinin tasarımda kullanılacak son limit mukavemeti
$f_{yd}$	: Donatı çeliği akma mukavemeti tasarım değeri
$f_{yhd}$	: Donatı çeliğinin pekleşmeli mukavemetinin tasarım değeri
$f_{yk}$	: Donatı çeliği karakteristik akma mukavemeti
$G$	: Gradyan vektör -Performans fonksiyonunun dönüştürülmüş değişkenlere göre türev vektörü
$G^t$	: Gradyan vektörün transpozesi/devriği
$G^*$	: En olası göçme noktasındaki gradyan vektör

$G^{*t}$	: En olası göçme noktasındaki gradyan vektörün transpozesi/devriği
$g(X)$	: X rasgele değişkeninin genel fonksiyonu
$g(X)$	: Performans fonksiyonu
$h$	: Kesit yüksekliği
$K$	: Kuşatma katsayısı
$k_c$	: Beton silindir deney elemanındaki aktif kuşatma -hidrolik basınç- katsayısı
$k_h$	: Kuşatılmamış ve kuşatılmış beton maksimum etkili birim kısalmaları arasındaki oran ( $\epsilon_{cu}/\epsilon_{ccu}$ )
$k_{mc}$	: Kuşatılmış kesitle ilgili (3.8) bağıntısıyla belirli moment katsayısı
$k_x$	: Tarafsız eksen katsayısı
$k_{xb}$	: Dengeli duruma ilişkin tarafsız eksen katsayısı
$k_{xc}$	: Kuşatılmış kesite ilişkin tarafsız eksen katsayısı
$k_{xhc}$	: Kuşatılmış ve pekleşmeli kesite ilişkin tarafsız eksen katsayısı
$k_{xu}$	: Kuşatılmamış ve pekleşmesiz kesitin son limitine ilişkin tarafsız eksen katsayısı
$k_1$	: Ortalama beton basınç gerilmesi ile maksimum gerilme arasındaki oran
$k_{1c}$	: Kuşatılmış kesite ilişkin ortalama beton basınç gerilmesi ile maksimum gerilme arasındaki oran
$k_{11}$	: Kolonlarda basınç kırılması halinde $x > h$ ise kesit dışında kalan soyut beton basınç gerilme dağılımını belirleyen $k_1$ parametresi (Şekil 3.3 ve Şekil 3.4)
$k_2$	: Beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran
$k_{2c}$	: Kuşatılmış kesite ilişkin beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran
$k_{21}$	: Kolonlarda basınç kırılması halinde $x > h$ ise kesit dışında kalan soyut beton basınç gerilme dağılımını belirleyen $k_2$ parametresi (Şekil 3.3 ve Şekil 3.4)
$k_3$	: Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilme ile betonun silindir mukavemeti arasındaki oran
$L_p$	: Plastik mafsals eşdeğer plastik boyu
$L(.)$	: Olabilirlik fonksiyonu -Lagrange Çarpınlar Yöntemi'ne ilişkin fonksiyon-
$M_d$	: Hesap -tasarım- momenti
$M_u$	: Kuşatılmamış kesit son limit tasarım momenti -genel-
$M_{uh}$	: Kuşatılmamış pekleşmeli kesitin son limit momenti
$M_{uhc}$	: Kuşatılmış ve pekleşmeli kesitin son limit momenti
$M_y$	: Akma momenti
$M_p$	: Plastikleşme momenti
$m_k$	: Kinematik yük çarpanı
$m_s$	: Statik yük çarpanı
$m_p$	: Plastik yük çarpanı
$m_x$	: X değişkeninin ortalama değeri
$m_{x_i}^N$	: X değişkeninin eşdeğer normal dağılımının ortalama değeri
$N(m_z, \sigma_z)$	: Z performans fonksiyonunun normal dağılımı
$N_b$	: Dengeli kırılma yaratacak kolon yükü
$N_d$	: Hesap -tasarım- yükü
$N_u$	: Son limit yük
$N_y$	: Akma limitine ilişkin yük
$P, p$	: Dış yük, istatistikte ise olasılık (ihtimal)
$p_F$	: Göçme riski (göçme olasılığı)

$p_s$	: Güvenilirlik (kalıcılık olasılığı)
$R$	: Mukavemet -kapasite-
$S$	: İstem -yük-
$s$	: Standart normal dağılım değişkeni
$s_h$	: Etriyeler arasındaki mesafe
$u_x$	: Tip I asimptotik dağılımlı $X$ değişkeninin yer parametresi
$V$	: Varyasyon katsayısı ( $\sigma_X/m_X$ )
$\text{Var}(X)$	: Varyans (standart sapmanın karesi - $\sigma_X^2$ -)
$w$	: Birim yapı ağırlığı
$X$	: Rasgele değişkenlerin vektöryel bileşkesi
$X'$	: İndirgenmiş değişkenlerin vektöryel bileşkesi
$X^t$	: $X'$ matrisinin transpozesi/devriği
$X_i$	: Rasgele değişken
$X_i'$	: İndirgenmiş değişken
$x_i^*$	: En olası göçme noktası
$x_i$	: $X_i$ değişkeninin tasarım değeri
$x$	: Tarafsız eksen derinliği
$x_y$	: Akma limitine ilişkin tarafsız eksen derinliği
$x_u$	: Kuşatılmamış kesit son limit tarafsız eksen derinliği -genel-
$x_{uc}$	: Kuşatılmış kesitin etriye kolu dış yüzünden ölçülen tarafsız eksen derinliği -pekleşmeli ve pekleşmesiz durumlar için-
$x_{uh}$	: Kuşatılmamış pekleşmeli bir kesitin tarafsız eksen derinliği
$Z$	: Performans fonksiyonu - $g(X)$ -
$z_s$	: Kolon hesaplarında kullanılacak moment kolu
$\Delta$	: Sehim
$\alpha, \beta$	: Kuşatılmış kesitlerin tasarımıyla ilgili (3.6) ve (3.10) bağıntılarıyla belirli parametreler
$\alpha_i$	: Duyarlılık katsayısı
$\alpha_i^*$	: En olası göçme noktasına ilişkin duyarlılık katsayısı
$\alpha_x$	: Tip I asimptotik dağılımlı $X$ değişkeninin ölçek parametresi
$\beta$	: Güvenilirlik indeksi
$\delta_j^k, \delta$	: Yer değiştirmeler
$\delta_{ik}$	: Fleksibilite katsayıları
$\epsilon_c$	: (veya $\epsilon_{cm}$ ) Kuşatılmamış betonda herhangi bir andaki birim kısalma -genel-
$\epsilon_{cc}$	: (veya $\epsilon_{ccm}$ ) Kuşatılmış betonda herhangi bir andaki birim kısalma -genel-
$\epsilon_{co}$	: Kuşatılmamış betonda maksimum gerilme anındaki birim kısalma
$\epsilon_{cco}$	: Kuşatılmış betonda maksimum gerilme anındaki birim kısalma
$\epsilon_{cu}$	: Kuşatılmamış betondaki etkili maksimum birim kısalma veya $0.8f_{cd}$ gerilmesi anındaki kuşatılmamış beton birim kısalması
$\epsilon_{ccu}$	: Kuşatılmış betondaki etkili maksimum birim kısalma veya $0.8Kf_{cd}$ gerilmesi anındaki kuşatılmış beton birim kısalması
$\epsilon_{cy}$	: (veya $\epsilon_{cs}$ ) Akma limiti karşılığı betondaki birim kısalma
$\epsilon_{cl}$	: Kolonlarda $x > h$ halinde kesit dışında kalan soyut betona ilişkin birim kısalma (Şekil 3.3 ve Şekil 3.4)
$\epsilon_s$	: Çekme donatısındaki birim uzama -genel-

$\varepsilon_s$	: Basınç donatısındaki birim kısalma
$\varepsilon_{sh}$	: Donatı çeliği pekleşme birim uzaması
$\varepsilon_{shd}$	: Donatı çeliği pekleşme birim uzaması tasarım değeri
$\varepsilon_{su}$	: Pekleşen donatı çeliğinin $f_{su}$ son limit mukavemetine karşı gelen birim uzama
$\varepsilon_{sud}$	: Pekleşen donatı çeliğinin $f_{sud}$ tasarım son limit mukavemetine ilişkin uzama
$\varepsilon_{yd}$	: Donatı çeliği akma birim uzaması tasarım değeri
$\varepsilon_{yk}$	: Donatı çeliği akma birim uzaması karakteristik değeri
$\varepsilon_{50h}$	: Kuşatma donatısıyla betonda sağlanan birim kısalma veya kuşatılmamış kesit maksimum beton gerilmesi yarı değerindeki kısalmanın kuşatma donatısıyla sağlanan artışı
$\varepsilon_{50u}$	: Kuşatılmamış betonda maksimum gerilme yarı olduğu andaki birim kısalma
$\varepsilon_{50uc}$	: Kuşatılmış betonda $0.5f_{cd}$ gerilmesi anında oluşan birim kısalma
$\varepsilon_{20u}$	: Kuşatılmamış betonun $0.2f_{cd}$ gerilmesi karşılığı yaptığı kısalma veya Kuşatılmamış beton $\sigma$ - $\varepsilon$ davranış modelinde alçalan doğru sınır kısalması
$\varepsilon_{20uc}$	: Kuşatılmış betonun $0.2Kf_{cd}$ gerilmesi karşılığı yaptığı kısalma veya Kuşatılmış beton $\sigma$ - $\varepsilon$ davranış modelinde alçalan doğru sınır kısalması
$\Phi(.)$	: Standart normal birikimli dağılım fonksiyonu
$\phi(.)$	: Standart normal dağılıma ilişkin yoğunluk fonksiyonu
$\phi_e$	: Elastik eğrilik
$\phi_p$	: Plastik eğrilik
$\phi_u$	: Kuşatılmamış kesit son limit eğriliği -genel-
$\phi_{uh}$	: Pekleşmeli kesite ilişkin son limit eğriliği
$\phi_{uhc}$	: Kuşatılmış ve pekleşmeli kesite ilişkin son limit eğriliği
$\phi_y$	: Akma eğriliği
$\gamma_{add}$	: Donatı için ilave kısmi güvenlik katsayısı -matematiksel model belirsizliğinin ortadan kaldırılmasını sağlar-
$\gamma_{mc}$	: (veya $\gamma_c$ ) Beton için malzeme katsayısı
$\gamma_{ms}$	: (veya $\gamma_s$ ) Çelik için malzeme katsayısı
$\gamma_s$	: Donatı için ilave kısmi güvenlik katsayısı -stokastik model belirsizliğinin hesaba katılmasını sağlar-
$\lambda$	: Lagrange çarpanı -parametre-
$\lambda_x$	: Lognormal dağılımlı X değişkeninin ortalama değeri -parametre-
$\theta_a$	: Plastik mafsal plastik dönme kapasitesi
$\theta_e$	: Elastik dönme
$\theta_j^k, \theta_p, \theta$	: Plastik dönme
$\rho$	: Çekme donatısı oranı
$\rho'$	: Basınç donatısı oranı
$\rho_h$	: Etriye donatısı oranı
$\sigma_c$	: (veya $\sigma_{cm}$ ) Betondaki basınç gerilmesi
$\sigma_{cl}$	: Kolonlarda $x>h$ halinde kesit dışında kalan soyut betona ilişkin gerilme (Şekil 3.3 ve Şekil 3.4)
$\sigma_L$	: Beton silindir deney elemanındaki aktif kuşatma basıncı -hidrolik basınç-
$\sigma_P$	: Donatıda pekleşmeden dolayı oluşan gelişme artışı
$\sigma_s$	: Çekme donatısındaki gerilme -genel-
$\sigma'_s$	: Basınç donatısındaki gerilme (pekleşmeli ve pekleşmesiz durumlar için)

	-genel-
$\sigma'_{sh}$	: Basınç donatısındaki gerilme pekleşmeli durum için (özel)
$\sigma_x$	: X değişkeninin standart sapması
$\sigma_{Xi}^N$	: X değişkeninin eşdeğer normal dağılımının standart sapması
$\omega$	: Çekme donatısı indeksi
$\omega'$	: Basınç donatısı indeksi
$\psi$	: Kuşatılmamış betonun $\sigma$ - $\epsilon$ davranış modelinde azalan doğru eğimiyle ilgili parametre
$\psi_c$	: Kuşatılmış betonun $\sigma$ - $\epsilon$ davranış modelinde azalan doğru eğimiyle ilgili parametre
$\zeta_x$	: Lognormal dağılımlı X değişkeninin standart sapması -parametre-



## KISALTMA LİSTESİ

ACI	: American Concrete Institute (ABD Beton Enstitüsü)
ASCE	: American Society of Civil Engineers (ABD İnşaat Mühendisleri Topluluğu)
CEB	: Comite Euro-International du Beton (Uluslararası Avrupa Beton Komitesi)
CJSS	: Joint Committee on Structural Safety (Yapısal Güvenlik Ortak Komitesi)
FIP	: Federation Internationale de la Precontrainte (Uluslararası Öngerilme Federasyonu)
LABSE	: International Association for Bridge and Structural Engineering (Uluslararası Yapı ve Köprü Mühendisliği Birliği)
ICE	: Institution of Civil Engineers (İnşaat Mühendisliği Enstitüsü, İngiltere)
MC	: Model Code (Model Yönetmeliği)
MCSD	: Model Code for Seismic Design (Sismik Tasarım Model Yönetmeliği)
TMMOB	: Türk Mühendis ve Mimar Odaları Birliği
TS	: Türk Standartları



## ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1	Kuşatılmış beton için $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ davranış modeli.....	5
Şekil 2.2	Monotonik yük etkisindeki çelik için $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ ilişkisi .....	9
Şekil 2.3	Monotonik yük etkisindeki çelik için pekleşmeli $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ ilişkisi.....	10
Şekil 2.4	Çeşitli donatı çelikleri için pekleşmeli $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ ilişkileri (a) S220 için; (b) S420a için (c) S420b için .....	13
Şekil 3.1	Çekme donatısı pekleşme evresinde bulunan kuşatılmış kesit .....	15
Şekil 3.2	Akma momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi .....	19
Şekil 3.3	Kısa kolonların çözümlenmesi .....	21
Şekil 3.4	Kısa kolonlarda akma limiti yükünün, momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi (a) Basınç ya da çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması, (b) Basınç kırılması ile son limite ulaşılması .....	29
Şekil 4.1	Bağımsız mekanizmalar.....	40
Şekil 4.2	Kirişlerde yayılı yükün idealleştirilmesi .....	42
Şekil 4.3	Çerçeve sistem için çeşitli göçme mekanizmaları .....	44
Şekil 4.4	Çerçeve için bağımsız ve birleşik mekanizmalar .....	47
Şekil 4.5	Tek açıklığı yayılı yükü yüklü iki açıklıklı kirişte göçme yükü.....	49
Şekil 4.6	Gerçek ve idealleştirilmiş iki-doğrulu moment ve eğrilik ilişkileri (M- $\phi$ ) ..	52
Şekil 4.7	Gerçek ve idealleştirilmiş iki-doğrulu (OAB ya da OA'B) moment- dönme ilişkileri .....	53
Şekil 4.8	Plastik mafsalsal eşdeğer boyu ( $L_p$ ) ve dönme kapasitesi .....	54
Şekil 4.9	(a) Kuşatılmamış-pekleşmeli; (b) Kuşatılmış-pekleşmeli kesitler için moment-eğrilik ilişkileri .....	55
Şekil 4.10	Limit tasarlanan yapılar için göçme mekanizması.....	58
Şekil 4.11	Tasarım momentleri dağılımını geçerli olması için gereken moment- dönme ilişkisi (M- $\theta$ ) .....	58
Şekil 4.12	Düzensiz yayılı yük için iç kirişlerde kabul edilebilecek tasarım momentleri.....	59
Şekil 4.13	Düzensiz yayılı yük için kiriş dış düğüm noktalarında kabul edilebilecek kiriş ve kolon tasarım momentleri .....	59
Şekil 4.14	Yatay yüklere ilişkin kat momentlerinin kolon ve kirişlere dağılımı .....	60
Şekil 4.15	Mafsalsal tipleri.....	61
Şekil 4.16	Yapısal sistemde açıklık, kat ve mafsalların numaralandırılması.....	63
Şekil 5.1	İkinci-moment yaklaşımlarıyla $p_F$ ve $p_S$ olasılıklarının belirlenmesi.....	70
Şekil 5.2	İki değişkenli doğrusal olmayan bir performans fonksiyonu için güvenilirlik indeksinin belirlenmesi .....	71
Şekil 5.3	Z=R-S performans fonksiyonu değişkenlerine ilişkin tasarım değerleri .....	76
Şekil 5.4	İndirgenmiş değişkenler sistemi .....	77
Şekil 5.5	İndirgenmiş değişkenler sistemine güvenli ve güvensiz bölgeler.....	78
Şekil 5.6	Değişkenleri normal dağılımlı Z= $X_1$ - $X_2$ performans fonksiyonu için en olası göçme noktası ve $d_{min}=\beta$ .....	79
Şekil 5.7	$X'_1, X'_2, X'_3$ uzayında düzlemsel limit-durum yüzeyi.....	87
Şekil 6.1	Güçlü kiriş sistemi için; (a) Kapasite ve yükleme; (b) Göçme mekanizması; (c) Limit yük ve plastik mafsalsal momentleri; (d) Plastik momentler dağılımı; Güçlü kolon sistemi için; (e) Kapasite ve yükleme;	

	(f) Göçme mekanizması; (g) Limit yük ve plastik mafsalsal momentleri; (h) Plastik momentler dağılımı ..... 96
Şekil 6.2	Yayıllı yükleme etkisindeki iki ucu ankastre kirişin (a) Gerçek durumuna ilişkin mekanizma; (b) Eşdeğer tekil yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizma; (c) Eşdeğer iki adet yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizma; (d) ve (e) Eşdeğer dört adet yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizmalar ..... 98
Şekil 6.3	Tek gözlü çerçeve için (a) Yükleme ve boyutlar; (b) ve (c) Kiriş mekanizmaları; (d) Kat mekanizması; (e) ve (f) Birleşik mekanizmalar; (g) Son limit yük ve plastik mafsalsal momentleri; (h) Plastik momentler dağılımı ..... 100
Şekil 6.4	İki açıklıklı çerçeve için (a) Boyutlar ve yükleme; (b) Göçme mekanizması; (c) Son limit yükleme ve plastik mafsalsal momentleri ; (d) Plastik momentler dağılımı ..... 107
Şekil 6.5	Yapısal çerçeve sistem ..... 117
Şekil 6.6	3-3 çerçevesine etkiyen düşey ve yatay yükler ..... 118
Şekil 6.7	3-3 çerçevesinin plastik mafsalsal yerleri ..... 118
Şekil 6.8	3-3 çerçevesinin plastik momentler dağılımı ..... 119

## ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 6.1 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları (P Tip I asimptotik dağılımlı) ....	110
Çizelge 6.2 Örnek 6.6 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) .....	111
Çizelge 6.3 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) ....	113
Çizelge 6.4 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları ( $M_1$ , $M_2$ ve P Tip I asimptotik dağılımlı) .....	116
Çizelge 6.5 Şekil 6.5'deki çerçeve sistemin son limit ve akma limiti momentleri ve eğrilikleri, kolon hesap yükleri, donatı alanları, eğilme rijitlikleri ve plastik mafsallık dönme kapasiteleri .....	120
Çizelge 6.6 Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) .....	125
Çizelge 6.7 Örnek 6.7 ile ilgili iterasyon sonuçları ( $M_u$ , $M_y$ Tip I asimptotik dağılımlı) .....	135



## TERMİNOLOJİ

### Doğrusal çözümleme/Linear analysis

Yapıların, malzeme davranışının doğrusal elastik kabul edilerek yapılan çözümlemesidir.

### Doğrusal olmayan çözümleme/Non-linear analysis

Yapıların, malzemelerin gerçek davranışları -plastik davranış- dikkate alınarak yapılan çözümlemesidir.

### Göçme limit durumu/Failure limit state

Bir yapının kullanılabilirliğini yok eden istenmeyen durumların -büyük şekil değiştirmeler ve dönmeler, malzemelerin mukavemetlerini kaybetmeleri gibi- genel adıdır. Göçme limit durumu yapının bu etkiler sonucu kısmi ya da tümsel göçmesini ifade eder.

### Göçme limit durum çözümlemesi/Failure limit state analysis

Yapılarda istenmeyen durumları oluşturmaksızın taşınabilecek en büyük yükün hesaplanmasını ya da etkiyen yükler altında yapı elemanlarının kapasitelerinin yeterli olup olmadığının araştırılmasını anlatır.

### Göçme mekanizması/Failure mechanism

Yapıların yeterli sayıda plastik mafsallardan oluştuğundan sonra göçmesine neden olabilecek mafsallama modelleridir. İhtiyaç duyulan plastik mafsallardan sayısı hiperstatiklik derecesine bağlıdır. Mafsallardan yerleri maksimum elastik moment oluşan kesitlerden seçilebilir.

### Kısmi göçme/Partial collapse

Yapıda gereksenen tüm plastik mafsallar oluşmazsa arzulan moment yeniden dağılımı gerçekleşmez ve sistem artan yükleri en çok zorlanan kesitlerden diğer kesitlere iletemez. Sonuçta bir bütün olarak göçme değil belirli elemanlarda -kiriş, kolon gibi- göçme olur.

### Kısmi yeniden dağılım/Partial redistribution

Tasarımda kabul edilen moment yeniden dağılımının oluşmadığını ifade eder. Bu durum tüm mafsallarda gereken dönmelerin sağlanamaması dolayısıyla ortaya çıkar.

### Kritik kesit/Critical section

Elastik çözümlemede maksimum momentlerin etkisinde kalan bölgeler; ankastre mesnet ve birleşim yerleri; tekil yük etkiyen noktalar; yayılı yük etkiyen elemanlarda açıklık ortası, ya da yayılı yük eşdeğer tekil yükler şeklinde ele alınacaksa, bu eşdeğer tekil yüklerin olduğu noktalar ilk olarak güç tükenmesine uğrayabilecek - kritik- kesitlerdir. İlk olarak plastikleşeceği düşünülen bu kesitler olası plastik mafsallardan bölgeleri olarak da anılırlar.

### **Limit hesap teorisi/Limit design theory**

Limit hesap teorisi -ve/veya limit tasarım- yapıların göçme yaratmayacak çözümlenmesinin yapılabilmesi için, elastik çözümlenmenin değiştirilmesiyle elde edilen hesaplamayı anlatır. Bu yüzden yeniden dağılımlı doğrusal çözümlene diye de anılır. Limit durum çözümlenmelerinde, yapıların gerçek davranışları dikkate alındığından malzemelerin plastik çalışmalarına izin verilir. Böylece elastik tesirler, bilhassa elastik moment dağılımları değiştirilir. Özetle yapıda arzulanan plastik mafsalların tasarlandığı gibi oluşmasını sağlayacak özel ayarlamaların yapıldığı hesaptır. Elastik momentlerin değiştirilmesi; (1) İlk kesitin plastikleşmesiyle yapının göçmemesi, (2) Dış kuvvetlerin büyük kısmının genellikle kesitlerin ilk akmasıyla son limit mukavemetleri arasında yutulmaları nedeniyle, uygun bir yaklaşımdır.

### **Limit yük/Limit load**

Limit tasarımda, yapıyı göçme sınırına getiren yüküdür. Tasarımcıların çabası tümsel göçme yaratacak limit yük ile çalışmaktır. Bu da yapı belirsizlik düzeyinden bir adet fazla mafsal oluşması sağlanılarak olur.

### **Moment yeniden dağılımı/Moment redistribution**

Birbirine komşu kesitler artan yükler altında  $M_y$  değerini geçer ve  $M_u$  değerine yükselir. Böylece artan yükleme etkisiyle son limit moment  $M_u$  değerine ulaşan kesit ek moment taşıyamaz ve fark moment komşu bölgelerce taşınır. Buna moment yeniden dağılımı denir.

### **Plastik mafsal kavramı/Plastic hinge concept**

Yapıların büyük kalıcı dönmelerinin yığıldığı düşünülen kesitleridir. Gerçekte plastik dönmeler tek bir noktada toplanmamasına karşın en büyük moment etkisindeki kesitlerin eğriliklerinin plastikleşme boyu denen uzunlukta geliştiği kabul edilir.

### **Performans/Performance**

Yapının ya da yapı elemanlarının -göçme, büyük şekil değiştirmeler gibi- istenmeyen durumlar oluşmaksızın gösterebileceği dayanımdır, kapasite olarak da anılır.

### **Tam yeniden dağılım/Complete redistribution**

Gelişeceği öngörülen yerlerde plastik mafsalların hepsi gelişirse -ki bu hiçbir plastik mafsal dönmesiz ya da kapasite açısından yetersiz değilse olur- tasarımda kullanılan plastik momentler ya da yük etkileri dağılımı sağlanacaktır.

### **Tümsel göçme/Complete collapse**

Yapının istenen moment yeniden dağılımının tam olarak gerçekleşmesi, plastik mafsalların kapasitelerinin yeterli olmasıyla sağlanır ve bu durumda yapı bütün olarak göçer. Bu daha büyük yük tesirleri taşınması sağlanacağı için istenen bir durumdur.

## TEŞEKKÜR

Yazar, tez çalıőmasının her evresindeki katkılarından ötürü tez danışmanı Yrd. Doç. Dr. Sema Noyan ALACALI' ya; tez yazımı için kendisine bilgisayar sağlayan Mad. Yök. Müh. Faruk KESKİN' e; manevi ve maddi tüm destekleri dolayısıyla ailesine ve tez jürisi olarak değerli katkıları sebebiyle Prof. Zekeriya POLAT ve Prof. Dr. Zekai CELEP' e sonsuz teşekkür borçludur.



## ÖZET

Limit hesap teorisiyle son limit tasarım yükleri etkisinde kalan betonarme düzlem çerçeve sistemlerin elastik ötesi davranışları, bu davranışları belirleyen etkiler ve yeniden dağılım olgusu gözönünde bulundurularak irdelenebilir, gerçekçi ve duyarlı çözümler üretilebilir. Yaklaşımın en önemli özelliği, tek bir çözüme (elastik çözüm) bağımlı olmaksızın tasarım momentleri dağılımının kabul edilmesi ve dolayısıyla en elverişli çözümün üretilmesine imkan vermesidir. Böylece, yapısal sistem, elastik momentler yerine, en ekonomik çözümü veren eğilme momentleri dağılımına göre tasarlanabilir. Gene bu bağlamda önerilen limit tasarım yaklaşımından gidilerek, bir çerçeve sistemin kiriş elemanlarında plastik moment ve kolon elemanlarında ise elastik moment değerleri esas alınarak, ve gerçek eğilme rijitlikleri kullanılarak sistem kısmi elastik bir yaklaşımla (zayıf kiriş-kuvvetli kolon) tasarlanabilir.

Yapısal tasarım, davranış ya da durum fonksiyonu adı verilen hesap modellerine dayanılarak yapılır. Hesap modelleriyle yapılan çözümlerlerin yapıların gerçek davranışını yansıtması ya da yansıtmaması, araştırma modellerinin yetkinliğine ve matematiksel işlenebilirliğin sağlanması için yapılan basitleştirmenin kapsam ve doğruluğuna bağlıdır. Basitleştirmenin kapsamı ve doğruluğu mühendislik deneyimi ve düşüncesiyle sağlanabilirse de araştırma modellerinin yetkin olup olmaması ancak yapılar üzerinde deney yapılmasıyla belirlenebilir. Ne var ki kimi deneyler tahrip edici nitelikte olduğundan gerçek yapılara uygulanamaz. Dolayısıyla bir hesap modeli belirsizliği vardır. Öte yandan araştırma modellerinin ve dolayısıyla hesap modellerinin içerdiği parametreler çoğu zaman rasgele değişkenlerdir. Bir rasgele değişkenle ilgili istatistikler bilinse bile bu değişkene ilişkin belli bir olayın ortaya çıkması ya da çıkmaması konusunda kesin bilgi edinilemez. Ancak bir tahminde bulunulabilir. Dolayısıyla parametrelerin yapısında var olan rasgelelikten kaynaklanan ikinci bir belirsizlik ortaya çıkar. Bu nedenlerle yapısal sistemlerin tasarımında istenmeyen durumların ortaya çıkma olasılığı, risk, her zaman gizli (potansiyel) bir şekilde mevcuttur.

Bu çalışmada, limit hesap teorisine dayalı Baker Yaklaşımı'nın doğruluğu araştırılmış ve bu modele göre tasarlanan bir çerçevenin göçme riskinin saptanmasına ilişkin bir yaklaşım geliştirilmiştir. Bu amaçla Baker yaklaşımı "Birleşik Mekanizmalar Yöntemi" ile denetlenmiştir. Sonuçta, çalışmada önerilen "İkinci Moment Yaklaşımları" ile geçerli göçme mekanizması için risk duyarlı şekilde hesaplanabilir. Riskin istenen düzeyde olması sağlanabilir. Böylece yapılar ekonomik ve güvenli elasto-plastik yolla tasarlanabilir.

## ABSTRACT

Postelastic behaviour of the systems of reinforced concrete plane frame subjected to the ultimate design loads can be examined by the limit design theory, considering the effects and determining these behaviours and the case of the moment redistribution, so accurate and reasonable solutions can be determined. The outstanding characteristic of this approach is the fact that it approves the distribution of design moments without depending on a unique solution (elastic solution) and provides the most efficient solution. Therefore, instead of elastic moments, structural system can be designed with respect to the distribution of bending moments, which give the most economical solution in this context, the system can be designed in a way of partial elastic approach (weak beam-strong column), with respect to suggested ultimate design approach depending on the elastic moment values in column elements, and plastic moment values in beams.

Structural design is based upon mathematical models that are called performance functions or state functions. The analysis with mathematical models whether or not reflects the actual behaviour of structures is related with the perfection of research models, and simplification necessary for mathematical tractability on these models. The perfection of research models can only be done by tests on the actual structures. However, some tests are destructive and they can not be applied on actual structures. Therefore, uncertainties arise associated with mathematical models. On the other hand, the parameters of research models and mathematical models are often random variables. Even if the statistics of a random variable is known, the occurrence or nonoccurrence of specific events associated with the variable with certainty can not be predicted. However, it can be estimated. Therefore a second uncertainty arises due to inherent randomness of parameters. Hence, probability of an adverse event, risk, is virtually unavoidable in the design of structural system.

In this study, approach of Baker based on limit design theory has been investigated and an approach related to collapse risk's calculation of a frame has been developed. For this purpose, Baker approach has been checked with "Combine Mechanisms Method". Finally, valid collapse mechanism's risk with "Second Moment Approachs" suggested in this work can be accurately analyzed. Structural design can be made for a desired level of risk. Thus, structures with an economic and reliable elasto-plastic way can be designed.

## 1.GİRİŞ

Bu bölümde konunun önemine ve tezin kapsam ve amacına kısaca değinilmiştir.

### 1.1 Konunun Önemi

Yapısal tasarım; bir yapıya gelebilecek yüklerin ve etkilerin belirlenmesi, yapısal çözümleme ve çözümleme sonucu belirlenen yük etkilerine göre yapının boyutlandırılması ya da denetlenmesidir. Tasarımcıların amacı yük etkilerine göre yapısal sistemi, kabul edilebilir potansiyel göçme riski aşılmayacak şekilde boyutlandırmaktır. Tasarımı yapan kişilerden beklenen diğer bir husus da istenen güvenilirliğin ekonomik bir yolla sağlanmasıdır.

Yapısal sistemlerin tasarımı yapıların davranışını temsil eden teorik modellere dayanılarak yapılır. Teorik ve deneysel bilgilere dayanılarak oluşturulan bu modeller matematik işlenebilirlik için mühendislik sezgisi ile basitleştirilir. Yapısal sistemlerin tasarımında kullanılan hesap veya araştırma modelleri' nin yetkinliği yapıyla ilgili sağlanan bilgilerin güvenilebilirliğine, güvenilirlik ise modellerin test edilebilirliğine bağlıdır. Test edilebilirlik de bilgilerin doğrulanabilirliği ve tekrarlanabilirliği ile ilgilidir. Ayrıca yapılan basitleştirmelerin doğruluk derecesi de önemlidir. Gerçek yapılarda, limit durumlarda aynı koşulların yakalanması mümkün olmamaktadır. Çünkü son limit durumlar tahrip edici niteliktedir. Bu yüzden, gerçek bir yapıyla ilintili istenmeyen durumların (büyük şekil değiştirme ve çatlaklar) veya göçmelerin oluşma ihtimalleri yokedilemez. Bir hesap modelinde, modelin içerdiği parametreler yükler ve mukavemetler; yapının kendisinden, kullanımından ve çevresel koşullarından etkilenir/değişebilir. Bu nedenlerden yapısal tasarım belirsizlikler ortamında gerçekleştirilir.

Yapısal tasarımda istenmeyen durumların ortaya çıkması limit durumlar olarak anılır. İstenmeyen bir durumun ortaya çıkma ihtimali göçme riski, gerçekleşmeme ihtimali ise güvenilirlik terimiyle adlandırılır. Bu ihtimaller olasılık yasalarından yararlanılarak belirlenebilir. Söz konusu ihtimaller olasılık teorisine dayanılarak oluşturulmuş; Üçüncü

düzyey (tam-olasılıksal yöntemler), İkinci düzyey (yaklaşık-olasılıksal yöntemler), Birinci düzyey (yarı-olasılıksal yöntemler) yaklaşımlar kullanılarak saptanabilir.

Yapısal tasarımda ekonomik çözümler malzemelerin elastikötesi çalıştırılmalarıyla elde edilir. Bu durumda istenmeyen durumların oluşması ihtimali doğrusal çözümlerdekine göre daha fazla önem kazanır. Çünkü son sınır güçlerine çok yakın olacak şekilde çalıştırılan kesitlerin, limit kapasitelerinin aşılması olasılığı yüksektir.

Özetle tasarımı yapan kişiler, kullanmayı tasarladıkları teorik ve/veya deneysel hesap modellerine -ne kadar duyarlı olurlarsa olsunlar- tam olarak güvenmemeli, bunların tanımladığı yapısal davranışın, yapının fiili davranışını tam yansıtmayacağını kavramalıdır. Bunun için de anılan modellere ilişkin belirsizliklerin nereden kaynaklandığını irdelemeli, ve yapısal davranışı çok iyi bilmelidirler. Varsayımları ve kabulleri ihtiyatlı olacak şekilde yapmalıdır.

## 1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu tezin amacı; yapı elemanlarının taşıma kapasitelerinden maksimum ölçüde yararlanmayı sağlayacak uygun bir çerçeve mekanizmasının belirlenmesi ve kesitler son güçlerine çok yakın çalıştırıldığı için önemi artan yapısal göçme riskinin irdelenmesidir.

Tez çalışması kapsamında; öncelikle betonarme yapıların monotonik yükleme için gerçek davranışı ve bu duruma ilişkin hesap algoritmaları incelenmiştir. Sonra göçme mekanizmalarının birleşik mekanizma yöntemiyle nasıl saptanabileceği açıklanmıştır. Düşey ve yatay yükleme etkisindeki yüksek belirsizlik düzeyli çerçevelerin ekonomik tasarımı için Baker' ın (1956, 1958) önerdiği yöntem ele alınmıştır. Daha sonra göçme olasılıklarının saptanmasına ilişkin metodlar genel, ikinci moment yaklaşımları ayrıntılı olarak açıklanmıştır. En son olarak da tüm anlatılanların bir bütün olarak kullanımını sağlayacak yaklaşım "Sayısal Uygulamalar ve Belirlemeler" bahsinde örnekler ile verilmiş, sonuçlar belirlenmiş ve önerilerde bulunulmuştur.

## 2. MALZEME DAVRANIŞ MODELLERİ

Bu bölümde, beton ve çelik için yapısal tasarımda kullanılması öngörülen davranış modelleri tanıtılmıştır.

### 2.1 Beton İçin Kabul Edilen Gerilme-Birim Kısalma İlişkisi $\sigma_c-\varepsilon_c$

Bu alt bölümde kuşatılmış beton için gerilme-birim kısalma  $\sigma_c-\varepsilon_c$  ilişkisi tanıtılmıştır. Bu ilişki bazı ayarlamalarla kuşatılmamış beton için de kullanılabilir (Park ve Paulay, 1975; Gündüz, 1985).

#### 2.1.1 Kuşatılmış beton için $\sigma_c-\varepsilon_c$ ilişkisi

Deneysel araştırmalar, üç-eksenli basınç etkisinde kalan betonda mukavemetin ve sünekliğin önemli ölçüde arttığını, betonarme elemanlarda bu artışın yanal donatıyla sağlanabileceğini göstermiştir (Gündüz, 1989; Tankut, 1990). Tek-eksenli basınç mukavemeti  $f_c$  olan bir beton silindir,  $\sigma_L$  değerinde bir aktif kuşatma basıncı etkisinde kaldığı zaman ulaşılan kuşatılmış beton eksenel basınç mukavemeti,  $f_{cc}$ , şu bağıntıyla belirlenebilir (Thompson ve Park, 1980).

$$f_{cc}=f_c+k_c\sigma_L \quad (2.1)$$

Deneysel araştırma sonuçlarına göre,  $k_c$  aktif kuşatma katsayısı değerinin;  $C<C50$  için 4.0,  $C\geq C50$  için 3.0 kabul edilmesi uygundur. Burada aktif kuşatma eksenel basınç altındaki bir beton silindir deney elemanına uygulanan yanal hidrolik basıncı ifade etmektedir. Betonarme kolon ve kiriş elemanlarında ise hidrolik basınç uygulamak mümkün olamayacağı için aktif kuşatma yerini pasif kuşatma etkisine bırakmaktadır. Pasif kuşatma ise, yanal donatının elemana, dağılmaması için uyguladığı basıncı ifade eder.

### Etriyelerle kuşatılmış betonun basınç mukavemeti

Etriyelerle kuşatılmış betonun aksenal basınç mukavemetinin karakteristik değeri,  $f_{cck}$ , aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilir.

$$f_{cck} = f_{ck} \left( 1 + 0.25k_c \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) = K f_{ck} \quad (2.2)$$

$$\rho_h = 2A_{sh} \frac{b'_h + d'_h}{b_h d_h s_h} \quad (2.3)$$

$$K = \frac{f_{cck}}{f_{ck}} = \frac{f_{ccd}}{f_{cd}} ; \text{ etriyelerle kuşatılan betona ilişkin kuşatma katsayısı.}$$

$f_{ccd}$  = Kuşatılmış betonun tasarım mukavemeti.

$f_{yk}$  = Etriye akma mukavemetinin karakteristik değeri.

$\rho_h$  = Etriye oranı - 0.03' ü aşmamalıdır - (etriye hacminin, etriye dışından ölçülen beton çekirdek hacmine oranıyla tanımlanabilir).

$A_{sh}$  = Etriye enkesit alanı.

$b_h, b'_h$  = Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırayla, etriye kolları dışından ve etriye kolu eksenlerinden ölçülen genişlikleri.

$d_h, d'_h$  = Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırayla, etriye kolları dışından ve etriye kolu eksenlerinden ölçülen yükseklikleri.

$s_h$  = Etriye aralığı.

Beton sınıflarına ilişkin K değerleri daha önce belirtilen  $k_c$  değerlerine göre belirlenebilir.

**C<C50 için:**

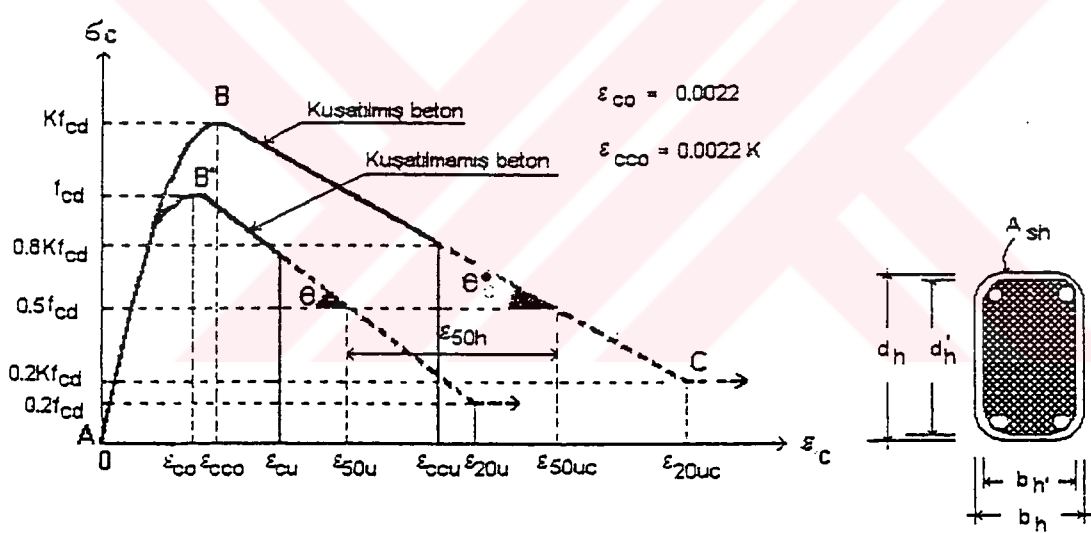
$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (2.4a)$$

$C \geq C50$  için:

$$K = 1 + 0.75 \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (2.4b)$$

### Tasarım için kuşatılmış beton davranış modeli

Etriyelerle kuşatılan ve betondaki mukavemet artışını gözönüne alan farklı gerilme-birim kısalma davranış modelleri vardır. Bunlardan biri de Kent ve Park (1971) modelidir. Bu modele göre hesaplanan teorik moment değerleri, deneysel yolla belirlenenlerle son derece uyumaktadır. Kent ve Park modeli, kullanılmaya oldukça elverişlidir. Burada, Kent ve Park modeli temel alınarak geliştirilen bir model açıklanacaktır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Kuşatılmış beton için  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  davranış modeli (Gündüz, 1990a).

Modelde kuşatılmış çekirdek betonun ve etriye dışında kalan, kuşatılmamış örtübetonun tasarım mukavemetleri, sırayla,  $Kf_{cd}$  ve  $f_{cd}$  kabul edilmiş;  $k_3=1$  alınmıştır. Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların maksimum gerilmeye dek davranışları ikinci-derece parabollerle temsil edilmiş; kuşatılmış betonun başlangıç teğetinin eğimi, kuşatılmamış betonunkine eşit alınmış, kuşatmanın bu eğimi etkilemediği, başlangıç teğetsel elastiklik modüllerinin aynı olduğu varsayılmıştır. Maksimum gerilmedeki birim kısalma, kuşatılmamış beton için 0.0022 alınmıştır. Alınan teğetsel modüller eşit kabul edildiği için, kuşatılmış betonun maksimum gerilmedeki birim kısalması  $\epsilon_{cc0}=0.0022K$  olur.

Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların maksimum gerilmeden sonraki davranışları alçalan doğrularla belirlenmiştir. Kuşatılmış beton için alçalan doğru; kuşatılmamış betonda gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim kısalmaya ( $\epsilon_{50u}$ ), kuşatma donatısıyla sağlanan birim kısalma ( $\epsilon_{50h}$ ) eklenerek bulunan  $\epsilon_{50uc}(=\epsilon_{50u}+\epsilon_{50h})$  kısalmasıyla belirlenmiştir. Anılan birim kısaltmalar deneysel bulgularla uyuşan aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir. ( $f_{cd} \rightarrow \text{MPa}$ )

$$\epsilon_{50u} = \frac{(3 + 0.29f_{cd})}{(145f_{cd} - 1000)} \quad (2.5)$$

$$\epsilon_{50h} = 0.75\rho_h \sqrt{\left(\frac{b_h}{s_h}\right)} \quad (2.6)$$

Kuşatılmış beton için alçalan doğrunun eğimi bir  $\psi_c$  parametresiyle belirlenebilir.

$$\psi_c = \frac{\tan \theta_c}{f_{cd}} = \frac{(K - 0.5)}{(\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.0022K)} \quad (2.7)$$

Kuşatılmamış beton için bağıntı şu şekli alır.

$$\psi = \frac{\tan \theta}{f_{cd}} = \frac{0.5}{(\epsilon_{50u} - 0.0022)} \quad (2.8)$$

Kısaltmaların çok büyük olduğu evrede kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların, sırayla,  $0.2Kf_{cd}$  ve  $0.2f_{cd}$  gerilmelerini taşıyabileceği kabul edilebilir ve alçalan doğrular bu gerilmeler karşılığı  $\epsilon_{20uc}$  ve  $\epsilon_{20u}$  kısaltmalarıyla sınırlandırılabilir.

Kuşatılmış betonun davranışı bu belirlemelere göre aşağıdaki bağıntılarla tanımlanmıştır.

**AB bölümü için ( $\epsilon_c \leq 0.0022K$ ):**

$$\sigma_c = Kf_{cd} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_c}{0.0022K} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.0022K} \right)^2 \right] \quad (2.9)$$

**BC bölümü için ( $0.0022K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20uc}$ ):**

$$\sigma_c = f_{cd} [K - \psi_c (\varepsilon_c - 0.0022K)] \quad (2.10)$$

Kuşatılmamış betonun davranışını tanımlayan bağıntılar ise şöyle olur.

**AB' bölümü için ( $\varepsilon_c \leq 0.0022$ ):**

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_c}{0.0022} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.0022} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

**B'C' bölümü için ( $0.0022 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20u}$ ):**

$$\sigma_c = f_{cd} [1 - \psi_c (\varepsilon_c - 0.0022)] \quad (2.12)$$

### Etkili maksimum birim kısalma

Kuşatılmış kesitlerin tasarımında, çekirdek beton yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim kısalmanın,  $\varepsilon_{ccu}$ , bu yüzeydeki gerilmenin  $0.8Kf_{cd}$  değerine düştüğü zaman oluşan kısalmaya eşit alınması uygun yaklaşım kabul edilebilir. Kuşatılmış betonda,  $\varepsilon_{ccu}$ , 0.03 değerini aşmamalıdır (Gündüz ve Noyan, 1988c).

$$\varepsilon_{ccu} = K \left( \frac{0.2}{\psi_c} + 0.0022 \right) \quad (2.13)$$

Kuşatılmamış kesitlere ilişkin etkili maksimum birim kısalma ( $\epsilon_{cu}$ ) için de aynı yaklaşımla bu kısalmanın üst sınırının 0.004 değerini aşmaması koşuluyla, beton yüzeyindeki gerilmenin  $0.8f_{cd}$  değerine düştüğü zaman oluşan birim kısalmaya ( $\epsilon_{s0u}$ ) eşit alınabilir.

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{s0u} = \frac{0.2}{\psi} + 0.0022 \quad (2.14)$$

Çeşitli beton sınıfları ve  $\gamma_{mc}=1.5$  için 2.14 bağıntısıyla  $\epsilon_{cu}$  kısaltmaları hesaplanırsa, CEB/FIP MC 90' da önerilen değerlere eşit ya da daha ihtiyatlı yönde yakın değerler elde edilir (Gündüz, 1989). TS 500-84'te tüm beton sınıfları için götürü değeri 0.003 kabul edilmiştir. CEB/FIP MC 90'da bazı beton sınıfları için şu değerlerin kullanılması salık verilmiştir: C20, 0.0043; C30, 0.0036; C40, 0.0033; C50, 0.0030; C60, 0.0028; C70, 0.0026; C80, 0.0024.

### 2.1.2 Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin belirlenmesi

Basit ya da bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitteki beton basınç gerilmeleri dağılımı iki parametreyle belirlenebilir:  $k_1$ =ortalama gerilme ile maksimum gerilme arasındaki oran;  $k_2$ =beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran. Betondaki gerilmeler  $\sigma_c=g(\epsilon_c)$  şeklinde ifade edilebiliyorsa, belirli bir en üst beton basınç lifi birim kısaltması,  $\epsilon_{cm}$ , için parametreler aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir (Gündüz, 1986a).

$$k_1 = \frac{1}{\sigma_{cm} \epsilon_{cm}} \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) d\epsilon_c \quad (2.15)$$

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c g(\epsilon_c) d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) d\epsilon_c} \quad (2.16)$$

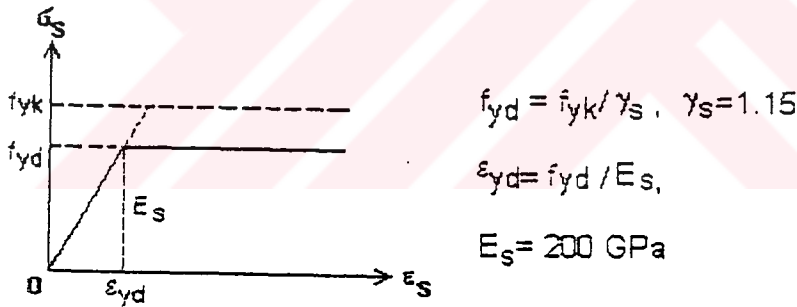
Yukarıdaki 2.15 ve 2.16 bağıntıları kullanılarak Şekil 2.1' de gösterilen model ile,  $k_3=0.85$  ve/veya 1,  $\varepsilon_{co}=0.002$  ve/veya 0.0022 ve  $\gamma_{mc}=1.5$  kabul edilerek C20 - C50 beton sınıfları için  $k_1$  ve  $k_2$  değerleri hesaplanmış ve ekler bölümünde çizelgeler halinde verilmiştir.

## 2.2 Donatı Çeliği İçin Davranış Modelleri

Bu bölümde donatı çeliğine ilişkin araştırma ve tasarımda kullanılacak çeşitli modeller tanıtılmıştır.

### 2.2.1 Monotonik yük etkisinde kalan çelik için $\sigma$ - $\varepsilon$ ilişkisi

Monotonik yükler için kabul edilen ve mukavemet hesaplarında yaygın kullanılan bir davranış modeli Şekil 2.2' de gösterilmiştir. Elasto-plastik davranışı tanımlayan modelde, elastik davranış yükselen bir doğruyla, plastik davranış yatay bir doğruyla temsil edilmiştir (Gündüz, 1990b).

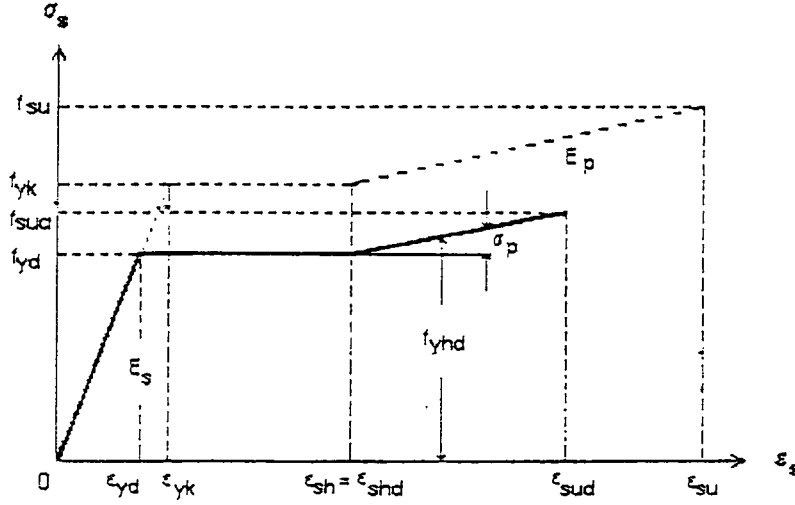


Şekil 2.2 Monotonik yük etkisindeki çelik için  $\sigma_s$ - $\varepsilon_s$  ilişkisi (Noyan, 1994).

Donatı çeliğinin pekleşmeli davranışını tanımlayan ve tasarım için geliştirilen bir model; pekleşmesiz modeldeki (Şekil 2.3) yatay üst bölüm,  $\varepsilon_{sh}$  uzamasından sonra, pekleşmeyi temsil eden ve doğrusal yükselen bir bölümle değiştirilerek oluşturulmuştur.

Modelde, pekleşmeyi temsil eden bölümün eğimi, **plastiklik modülü**,  $E_p$ , terimiyle adlandırılmıştır.

$$E_p = \frac{(f_{su} - f_{yk})}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})} \quad (2.17)$$



Şekil 2.3 Monotonik yük etkisindeki çelik için pekleşmeli  $\sigma_s - \varepsilon_s$  ilişkisi (Noyan, 1994).

Belirli bir  $\varepsilon_s > \varepsilon_{shd}$  ( $\varepsilon_{shd} = \varepsilon_{sh}$ ) uzaması için akma gerilmesinin tasarım değeri aşağıdaki genel bağıntıyla hesaplanabilir.

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p = f_{yd} + \sigma_p \leq f_{sud} \quad (2.18)$$

**Stokastik model belirsizliği**, donatı çeliğine ilişkin kısmi güvenlik katsayısının,  $\gamma_s$ , artırılmış değeri,  $\gamma'_s$ , kullanılarak hesaba katılabilir. **Matematiksel model belirsizliği** ise olasılıksal yolla tahmin edilebilir. Burada **stokastik model belirsizliği**, yapı elemanlarındaki rasgele değişkenlerin, istatistiksel bilgilerinin sınırlı olması sebebiyle, belirli bir aralıkta ya da belirli bir ihtimalle bulunduğunu kabul eden modellerin yetersizliğini ifade etmektedir. Yine **matematiksel model belirsizliği** ise matematiksel işlenebilirlik için yapılan basitleştirme ve benzeşim modeli yetersizliklerini ifade eder.

$$f_{sud} = \frac{f_{su}}{\gamma_s \gamma_{add}} \quad (2.19)$$

Uluslararası genel kabullere göre hesap yapılırsa  $\gamma_s=1.16$  ve  $\gamma'_s=1.19$  bulunur. Dolayısıyla,  $\gamma'_s \gamma_{add}=1.19 \times 1.1=1.3$  olur ve (2.19) bağıntısı şu şekli alır. Burada  $\gamma_{add}$ , ilave kısmi güvenlik katsayısını göstermektedir.

$$f_{sud} = f_{su} / 1.3 \quad (2.20)$$

$f_{sud}$  mukavemetine karşı gelen son limit birim uzaması,  $\varepsilon_{sud}$ , aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir.

$$\varepsilon_{sud} = \left[ \frac{(f_{sud} - f_{yd})}{E_p} + \varepsilon_{sh} \right] \quad (2.21)$$

### 2.2.2 S220, S420a ve S420b için sayısal belirlemeler

Modelde, açıklanan kabuller neticesinde anılan çeliklere ilişkin  $f_{su}$  ve  $\varepsilon_{su}$  değerleri, sırayla şöyle kabul edilmiştir: 340 MPa, 0.18; 500 MPa, 0.12; ve 500 MPa, 0.10.  $f_{yd}$  mukavemetinin belirlenmesinde  $\gamma_s=1.15$  alınmıştır (Şekil 2.4).

Pekleşme başlangıç birim uzamaları S220 için  $\varepsilon_{sh} \cong 0.02$ ; S420a için  $\varepsilon_{sh} \cong 0.01$ ; ve S420b için karakteristik ve tasarım akma mukavemetlerine göre, sırayla,

$$\varepsilon_{shk} = \varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0.0021 \text{ ve}$$

$$\varepsilon_{shd} = \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} = \frac{420}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 0.001826$$

kabul edilmiştir. Bu kabullere göre (2.17) bağıntısıyla hesap yapılmış, S220, S420a ve S420b için  $E_p$  değerleri, sırayla, 750 MPa, 727 MPa ve 817 MPa bulunmuştur.

S220, S420a ve S420b için (2.20) ve (2.21) bağıntılarıyla hesaplanan son limit mukavemet ve birim uzama değerleri, sırayla, şöyle olmaktadır: 261.5 MPa, 0.114; 384.6 MPa, 0.037; ve 384.6 MPa, 0.026.

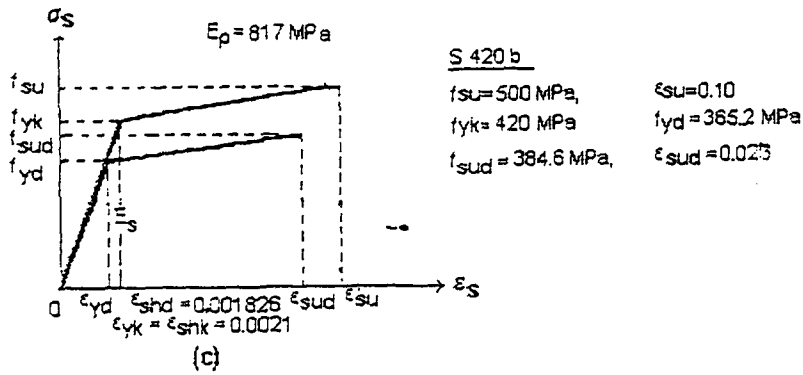
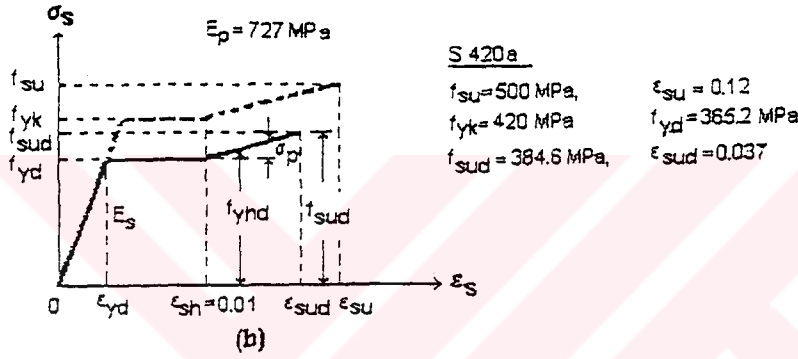
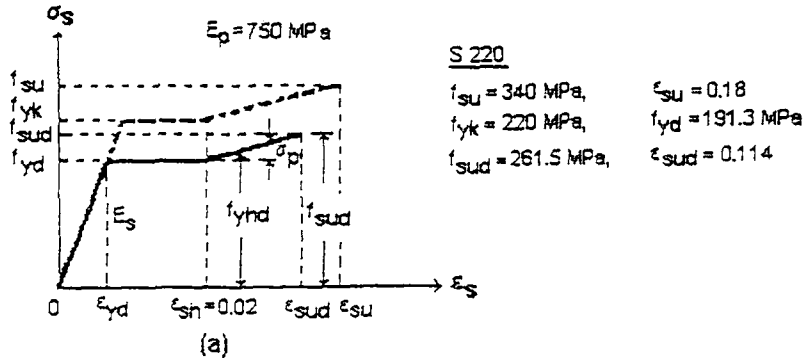
Bu bağlamda, yukarıdaki belirlemelere göre, çeşitli donatı çelikleri için (2.18) bağıntısı şöyle olur:

$$\text{S220 için} \quad f_{yhd} = 176.3 + 750\varepsilon_s \leq 261.5 \text{ MPa}$$

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

$$\text{S420b için} \quad f_{yhd} = 363.7 + 817\varepsilon_s \leq 384.6 \text{ MPa}$$

Yapısal tasarımda  $f_{yhd}$  ve  $\varepsilon_s$  değerlerinin (2.20) ve (2.21) bağıntılarıyla hesaplanan  $f_{sud}$  ve  $\varepsilon_{sud}$  sınır değerlerini aşmaması önerilir.



Şekil 2.4 Çeşitli donatı çelikleri için pekleşmeli  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$  ilişkileri (a) S220 için; (b) S420a için; (c) S420b için (Noyan, 1994).

### 3. EĞİLME ve BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDE KALAN YAPISAL ELEMAN KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ ve TASARIMI

Bu bölümde, özellikle yapısal tasarımda kullanılması öngörülen, basit ve bileşik eğilme etkisinde kalan yapısal eleman kesitlerinin son limit duruma göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limit duruma göre çözümlenmesi için geliştirilmiş algoritmalar tanıtılacaktır.

#### 3.1 Kiriş Kesitlerinin Çözülmesi ve Tasarımı

Bu alt bölümde kiriş kesitlerinin son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limitine göre çözümlenmesine ilişkin algoritmalar verilecektir (Gündüz, 1980, 1984; Gündüz ve Noyan, 1988a; 1988b). Bu algoritmaların içerdiği kimi parametrelerin değerleri hakkında şu açıklamalar yapılabilir;

(1) Kuşatılmamış kesitlerde  $\varepsilon_{cu}$  kısılmasının değeri,  $\varepsilon_{cu,max}=0.004$  olmak üzere, “Etkili maksimum birim kısılma” bahsinde verilen ilgili CEB/FIB MC 90 değerlerine eşit alınabilir. Kuşatılmış kesitler için  $\varepsilon_{ccu}$  kısılması değeri (2.13) bağıntısıyla belirlenebilir.

(2) Donatı çeliği son limit uzaması  $\varepsilon_{sud}$ , (2.21) bağıntısıyla hesaplanabilir; ya da çeşitli donatı çelikleri için “2.2.2 S220, S420a ve S420b için sayısal belirlemeler” bahsinde önerilen değerler kullanılabilir.

(3) Gündüz’ den (1987a) alınan bilgiye göre, CEB Sismik Tasarım Yönetmelik Modeli’ nde (CEB MCSD 85), kiriş kesitlerindeki üst ya da alt çekme donatı oranlarının sınır değerleri  $\rho_{min}=1,4 / f_{yk}$  ve  $\rho_{max}=7 / f_{yk}$  ( $f_{yk} \rightarrow MPa$ ),  $bh$  alanına bağlı olarak verilmiştir. Anılan sınır oranlar  $bd$  alanına göre, ihtiyatlı yaklaşımla, şöyle kabul edilmiştir:  $\rho_{min}=1,7 / f_{yk}$  ve  $\rho_{max}=7 / f_{yk}$ .



$$\sigma'_{sh} = \sigma'_s = f_{yd} + (\varepsilon'_s - \varepsilon_{sh})E_p \leq f_{sud} \quad (3.3b)$$

$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$  için çekme donatısındaki gerilme:

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \leq f_{sud} \quad (3.4)$$

Kuvvet denge denklemi:

$$\alpha f_{cd} k_{xhc} = \rho \left[ f_{yhd} - \frac{\rho'}{\rho} \sigma'_s \right] \quad (3.5)$$

$$\alpha = \left\{ k_{1c} K \left( \frac{b_h}{b} \right) + k_1 k_3 k_h \left[ 1 - \left( \frac{b_h}{b} \right) \right] \right\} \left( \frac{d_c}{d} \right) \quad (3.6)$$

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (3.7)$$

$k_{1c}$ ,  $k_1$  = sırayla, kuşatılmış ve kuşatılmamış kesitlere ilişkin beton basınç gerilme dağılımı parametreleri;  $k_{xhc}$  = kuşatılmış ve pekleşmeli kesit için tarafsız eksen katsayısı.

### Moment ve eğrilik son limit değerlerinin belirlenmesi

$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$  olan kuşatılmış-pekleşmeli bir kesitin son limit momenti,  $M_{uhc}$ , ve eğriliği,  $\phi_{uhc}$ , kuvvet denge denklemi ve uygunluk ifadelerinden elde edilen aşağıdaki bağıntılarla belirlenebilir.

$$M_{uhc} = k_{mc} b d^2 f_{cd} = b d^2 f_{cd} \omega \left( \frac{d_c}{d} \right) \left( \frac{f_{yhd}}{f_{yd}} \right) \left\{ 1 - \left( \frac{\beta}{\alpha^2} \right) \omega \left( \frac{f_{yhd}}{f_{yd}} \right) \right\} *$$

$$\left[ 1 - \left( \frac{\omega'}{\omega} \right) \left( \frac{\sigma'_s}{f_{yhd}} \right) \right]^2 - \left( \frac{\omega'}{\omega} \right) \left( \frac{\sigma'_s}{f_{yhd}} \right) \left( \frac{d'_c}{d_c} \right) \right\} \quad (3.8)$$

$$\phi_{uhc} d = \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{k_{xhc}} \right) \left( \frac{d}{d_c} \right) \quad (3.9)$$

$$\beta = \left\{ k_{1c} k_{2c} K \left( \frac{b_h}{b} \right) + \left[ 1 - \left( \frac{b_h}{b} \right) \right] (k_1 k_3 k_h) (1 - k_h + k_2 k_h) \right\} \left( \frac{d_c}{d} \right) \quad (3.10)$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad \omega' = \rho' \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.11)$$

$k_{2c}$ ,  $k_2$  = sırayla, kuşatılmış ve kuşatılmamış kesit beton basınç gerilme dağılımı parametreleri.  $\omega$  ve  $\omega'$  = sırayla, çekme ve basınç donatısı indeksleri.

### Tasarım için algoritma

(1)  $b$ ,  $b_h$ ,  $\rho$ ,  $\rho'/\rho$  değerleri seçilir.  $d_c/d$  ve  $d'_c/d$  oranları tahmin edilir.  $b_h/s_h$ ,  $\rho_h$ ,  $\varepsilon_{cu}$  değerleri kabul edilir.  $\varepsilon_{ccu}$  (2.13) belirlenir. Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanır.

(2) Anılan yolla belirlenen ikinci-derece denklem çözülür,  $\varepsilon_s$  bulunur.  $\sigma'_s$  ve  $f_{yhd}$  değerleri belirlenir.

(3) Etkili derinlik,  $d$ , (3.8) bağıntısıyla hesaplanır, donatı alanları bulunur ve donatı seçilir.

(4) Kabul edilen  $b_h/s_h$  oranı yaklaşık gerçekleşecek şekilde etriye çapı seçilir ve aralığı belirlenir.

(5) Seçilen donatıya göre belirlenen gerçek  $d_c/d$  ve  $d'_c/d_c$  değerleri tahmin edilen değerlerden çok farklıysa, ilgili işlemler tekrarlanır.

### Algoritmaların kapsamı

Bu bölümde en genel durumu yansıtan basınç donatılı, kuşatılmış ve pekleşmeli dikdörtgen kesitlerin çözümlenmesi ve tasarımı için verilen bağıntılar şu durumlar için de geçerlidir.

Kuşatılmış-pekleşmesiz ( $f_{yhd}=f_{yd}$ ). Kuşatılmamış-pekleşmeli ( $\rho_h=0$ ,  $K=1$  ya da  $k_3$ ).  
Kuşatılmamış-pekleşmesiz ( $\rho_h=0$ ,  $K=1$  ya da  $k_3$ ,  $f_{yhd}=f_{yd}$ ). Kuşatılmamış-pekleşmesiz-  
basınç donatısız ( $\rho_h=0$ ,  $K=1$  ya da  $k_3$ ,  $f_{yhd}=f_{yd}$ ,  $\rho'=0$ ).

Kuşatılmamış beton gerilme-birim kısalma davranış modelinde  $f_{cd}$  mukavemeti yerine  $k_3f_{cd}$  mukavemeti alınmış ve beton basınç gerilme dağılımı parametreleri bu kabule göre hesaplanmışsa ilgili algoritma bağıntılarında  $k_1$  yerine  $k_1k_3$  terimi konulmalıdır.

#### 3.1.2 Akma limitine göre çözümlenme

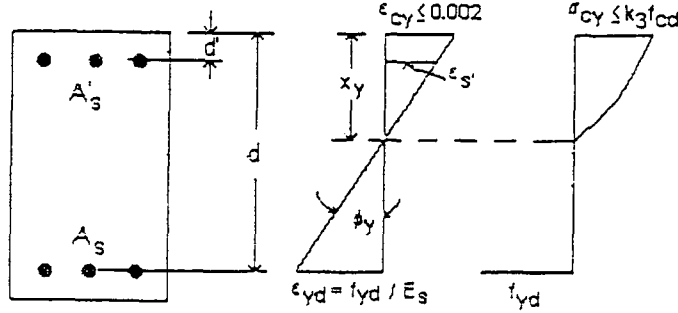
Tanımlanan  $\sigma_c - \epsilon_c$  ilişkilerine göre  $k_1=g(\epsilon_c)$  ve  $k_2=g(\epsilon_c)$  parametreleri, çeşitli beton sınıfları için en üst beton basınç lifi kısalmasının herhangi bir  $\epsilon_{cm}$  değeri için (2.15) ve (2.16) bağıntılarıyla hesaplanabilir.

Belirli bir kesitte  $\epsilon_{cm}$  kısalmasının herhangi bir değeri karşılığı moment ve eğrilik, bu birim kısalma ile ilişkili  $k_1$  ve  $k_2$  değerleri kullanılarak deneme-yanılma yöntemiyle hesaplanabilir: Tarafsız eksen derinliği,  $x$ , için bir değer kabul edilir. Betondaki basınç - varsa donatıdaki basınç- ve donatıdaki çekme kuvvetleri hesaplanır. Kuvvet denge denkleminin sağlanıp sağlanmadığı denetlenir. İşlemler denge gerçekleşinceye dek tekrarlanır. Sonra, eğilme momenti ve eğrilik bilinen yollarla hesaplanır.

#### Akma momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi

Belirli bir kesitin akma momenti,  $M_y$ , ve akma eğriliği,  $\phi_y$ , deneme-yanılma yöntemiyle belirlenebilir (Şekil 3.2):  $\epsilon_s=\epsilon_{yd}$  alınır.  $x_y$  için tahminde bulunulur. Akma limiti karşılığı  $\epsilon_{cy}$

kısalması belirlenir; bu kısalma karşılığı  $k_1$  ve  $k_2$  parametre değerleri, kabul edilen  $\sigma_c - \epsilon_c$  ilişkisine göre hesaplanır. Sonra, yukarıda açıklanan genel yol izlenerek  $M_y$  ve  $\phi_y$  belirlenir.



Şekil 3.2 Akma momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi (Noyan, 1994).

### 3.2 Kolon Kesitlerinin Çözümlemesi ve Tasarımı

Bu bölümde iki yüzünde simetrik donatı bulunan, kuşatılmamış betonlu, dikdörtgen kesitli kısa kolonların son limite göre çözümlemesi ve tasarımı ile akma limitine göre çözümlemesi için geliştirilen algoritmalar tanıtılacaktır. Algoritmalarda kuşatılmamış beton ve pekleşmesiz çelik için Şekil 2.1' de ve Şekil 2.2' de gösterilen  $\sigma$ - $\epsilon$  davranış modelleri esas alınmıştır.

#### 3.2.1 Son limite göre çözümleme ve tasarım

Belirli bir kesitin belirli bir dış merkezliği karşılığı son limit yükünü ve momentini veren bağıntılar; bilinmeyen tarafsız eksen derinliği ( $x_u = x = k_{xu}h$ ), basınç donatısındaki gerilmeyi ( $\sigma'_s$ ) ve basınç gerilmelerinin küçük olduğu ya da çekme gerilmelerinin olduğu kesit bölümünde bulunan donatıdaki gerilmeyi ( $\sigma_s$ ) içerir. Bu büyüklükler donatıdaki birim boy değişiminin,  $\epsilon_s$ , fonksiyonudur:  $k_{xu} = k_x = g(\epsilon_s)$ ,  $\sigma'_s = g(\epsilon_s)$ ,  $\sigma_s = g(\epsilon_s)$ . Algoritmalarda önce  $\epsilon_s$  uzamasının belirlenmesi öngörülmüştür.

### 3.2.1.1 Çözümleme

Bu altbölümde, iki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli bir kısa kolonun, belirli bir dış merkezlik ( $e$ ) karşılığı son limit yükünün ( $N_u$ ), momentinin ( $M_u$ ) ve eğriliğinin ( $\phi_u$ ) belirlenmesi için geliştirilen algoritmalar açıklanacaktır.

#### 3.2.1.1.1 Dengeli dış merkezlik

Donatı oranları ve indeksleriyle ilgili şu tanımlamalar yapılabilir :  $\rho = \rho' = A_s / bh$  ,  $\omega = \omega' = \rho f_{yd} / f_{cd}$  . Dengeli limit durum için  $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$  ve  $\sigma_s = f_{yd}$  olur. Boyutsuz dengeli dış merkezlik,  $e_b/h$ , uygunluk ilişkileri ile kuvvet ve moment denge denklemlerinden elde edilir (Şekil 3.3 ).

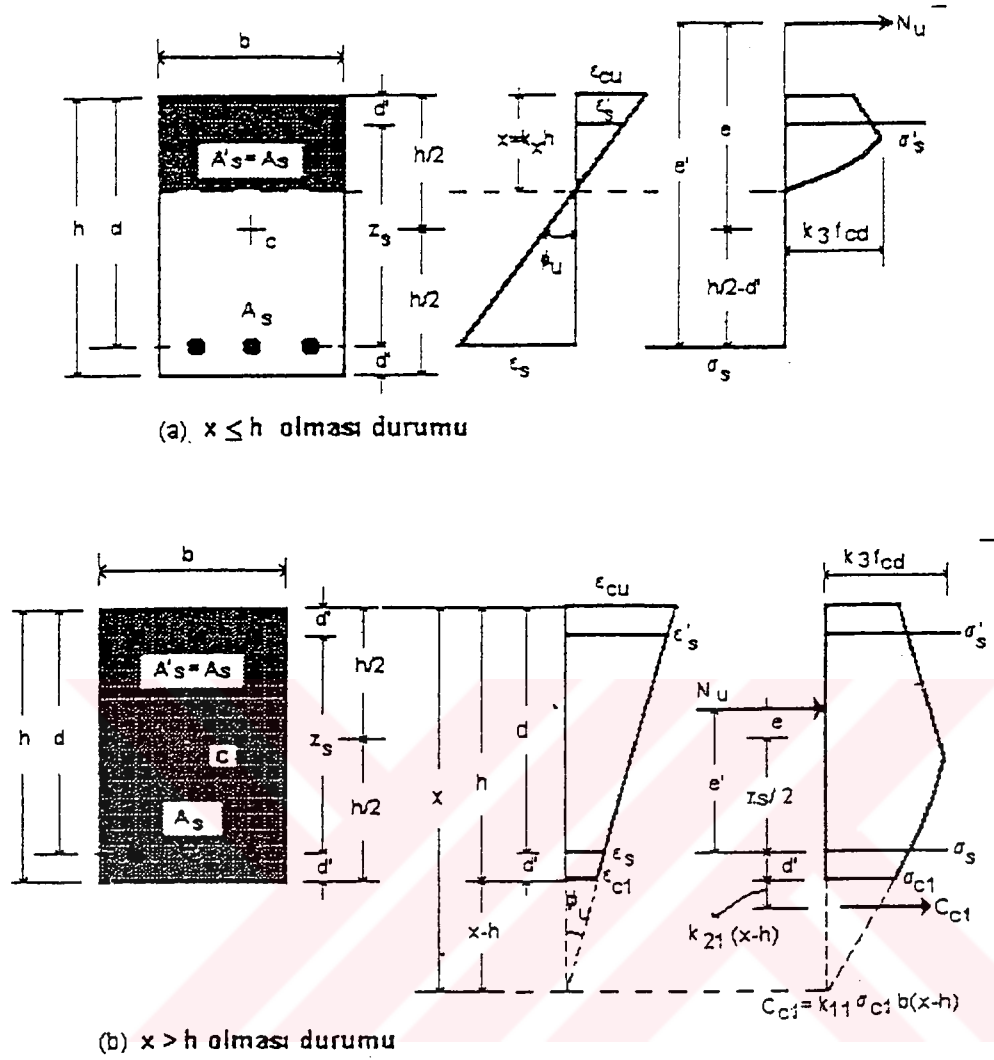
$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} - (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \left( \frac{d'}{d} \right) \quad \sigma'_s = \varepsilon'_s E_s \leq f_{yd} \quad (3.12)$$

$$k_{xb} = \left[ \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd})} \right] \left( \frac{d}{h} \right) \quad (3.13)$$

$$N_b = bhf_{cd} \left( k_1 k_3 k_{xb} + \omega \sigma'_s / f_{yd} - \omega \right) \quad (3.14)$$

$$N_b e'_b = N_b (e_b + 0.5z_s) = bhf_{cd} \left[ k_1 k_3 k_{xb} (d - k_2 k_{xb} h) + \left( \omega \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \right) z_s \right] \quad (3.15)$$

$$\frac{e_b}{h} = \frac{k_1 k_3 k_{xb} \left[ \left( \frac{d}{h} \right) - k_2 k_{xb} \right] + \left( \omega \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \right) \left( \frac{z_s}{h} \right)}{k_1 k_3 k_{xb} + \omega \sigma'_s / f_{yd} - \omega} - 0.5 \left( \frac{z_s}{h} \right) \quad (3.16)$$



Şekil 3.3 Kısa kolonların çözümlenmesi (Gündüz ve Noyan, 1993).

### 3.2.1.1.2 Basınç kırılması

$e < e_b$  (veya  $e/h < e_b/h$ ) ise basınç kırılması oluşur. Bu durum için tarafsız eksenin konumuna göre iki algoritma geliştirilebilir.

#### 3.2.1.1.2.1 Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu

$x \leq h$  ise şu ilişkiler yazılabilir (Şekil 3.3a).

$$k_x = g(\varepsilon_s) = \left[ \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)} \right] \left( \frac{d}{h} \right) \quad (3.17)$$

$$\varepsilon'_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon_{cu} - \left[ (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s) \left( \frac{d'}{d} \right) \right] \quad (3.18)$$

$$\sigma'_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon'_s E_s = \varepsilon'_s \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \left\{ \varepsilon_{cu} \left[ 1 - \left( \frac{d'}{d} \right) \right] - \varepsilon_s \left( \frac{d'}{d} \right) \right\} \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) \leq f_{yd} \quad (3.19)$$

$$\sigma_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_s \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) < f_{yd} \quad (3.20)$$

$$N_u = bhf_{cd} \left[ k_1 k_3 k_x + \omega \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} - \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \right] \quad (3.21)$$

$$N_u e' = bhf_{cd} \left[ k_1 k_3 k_x (d - k_2 k_x h) + \left( \omega \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \right) z_s \right] \quad (3.22)$$

(3.22) denklemindeki  $N_u$  yerine (3.21) ile belirli ifade yazılır;  $k_x$ ,  $\sigma'_s$  ve  $\sigma_s$  yerine bunları  $\varepsilon_s$  türünden belirten (3.17), (3.19) ve (3.20) bağıntıları konular ve denklem bilinmeyen  $\varepsilon_s$  uzamasına göre düzenlenirse:

$$A\varepsilon_s^3 + B\varepsilon_s^2 + C\varepsilon_s + D = 0 \quad (3.23)$$

$$A = - \left( \frac{\omega}{\varepsilon_{yd}} \right) \left\{ \left( \frac{d'}{d} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right] + \frac{e'}{h} \right\} \quad (3.23a)$$

$$B = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \omega \left\{ \left[ 1 - 3 \left( \frac{d'}{d} \right) \right] \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right] - 2 \left( \frac{e'}{h} \right) \right\} \quad (3.23b)$$

$$C = \varepsilon_{cu} \left\{ k_1 k_3 \left( \frac{d}{h} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{d}{h} \right) \right] + \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \omega \left\{ \left[ 2 - 3 \left( \frac{d'}{d} \right) \right] \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right] - \left( \frac{e'}{h} \right) \right\} \right\} \quad (3.23c)$$

$$D = \varepsilon_{cu}^2 \left\{ k_1 k_3 \left( \frac{d}{h} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{d}{h} \right) + k_2 \left( \frac{d}{h} \right) \right] + \omega \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \left[ 1 - \left( \frac{d'}{d} \right) \right] \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right] \right\} \quad (3.23d)$$

Dengeli dış merkezlik için  $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$  ise, daha küçük dış merkezlikler için  $\varepsilon'_s \gg \varepsilon_{yd}$ , dolayısıyla  $\sigma'_s = f_{yd}$  olur, ve (3.23) denkleminin katsayıları şöyle belirlenir.

$$A = - \left( \frac{\omega}{\varepsilon_{yd}} \right) \left( \frac{e'}{h} \right) \quad (3.23e)$$

$$B = \omega \left\{ \left( \frac{e'}{h} \right) \left[ 1 - 2 \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right\} \quad (3.23f)$$

$$C = \varepsilon_{cu} \left\{ k_1 k_3 \left( \frac{d}{h} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{d}{h} \right) \right] + \omega \left\{ \left( \frac{e'}{h} \right) \left[ 2 - \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] - 2 \left( \frac{z_s}{h} \right) \right\} \right\} \quad (3.23g)$$

$$D = \varepsilon_{cu}^2 \left\{ k_1 k_3 \left( \frac{d}{h} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{d}{h} \right) + k_2 \left( \frac{d}{h} \right) \right] + \omega \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{z_s}{h} \right) \right] \right\} \quad (3.23h)$$

### Algoritma

(1)  $x \leq h$  ve  $\sigma'_s = f_{yd}$  varsayılır. Dengeli kırılma için  $\varepsilon'_s(3.12) \geq \varepsilon_{yd}$  ise,  $\sigma'_s = f_{yd}$  varsayımı kesinleşir.

(2)  $\varepsilon_s$  (3.23, 3.23e~3.23h) belirlenir.

(3)  $k_x$  (3.17) hesaplanır;  $k_x \leq 1$  ise  $x \leq h$  varsayımı doğrulanmıştır.  $\varepsilon'_s$  (3.18) hesaplanır,  $\sigma'_s = f_{yd}$  varsayımı denetlenir.  $\varepsilon'_s$  (3.18)  $< \varepsilon_{yd}$  ise (3.23, 3.23a~3.23d) bağıntılarıyla  $\varepsilon_s$  uzaması yeniden hesaplanır;  $k_x$  (3.17) bulunur ve  $x \leq h$  varsayımı denetlenir.  $k_x > 1$  ( $x > h$ ) ise belirlemeler, bu bölümü izleyen bölümde önerilen yolla yapılabilir.

(4)  $x$  ve  $\sigma'_s$  ile ilgili varsayımlar doğrulanmışsa son limit yükü,  $N_u$ , (3.21) bağıntısıyla belirlenir.  $M_u = N_u e$ .

(5) Son limite ilişkin eğrilik,  $\phi_u$  (ya da  $\phi_u h$ ) aşağıdaki bağıntılardan biriyle hesaplanabilir.

$$\phi_u = \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)}{d}, \quad \phi_u h = \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)}{d} h \quad (3.24a)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{(k_x h)}, \quad \phi_u h = \frac{\varepsilon_{cu}}{k_x} \quad (3.24b)$$

### 3.2.1.1.2.2 Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu

$x > h$  için kuvvet ve moment denge denklemleri şöyle olur (Şekil 3.3b):

$$N_u = k_1 k_3 f_{cd} b x - k_{11} \sigma_{c1} b (x - h) + A_s \sigma'_s + A_s \sigma_s \quad (3.25)$$

$$N_u e' = k_1 k_3 f_{cd} b x (d - k_2 x) - k_{11} \sigma_{c1} b (x - h) [k_{21} (x - h) + d'] + A_s \sigma'_s (d - d') \quad (3.26)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{(x - d')}{x}, \quad \sigma'_s = \varepsilon'_s E_s \leq f_{yd} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{(x-d)}{x}, \quad \sigma_s = \varepsilon_s E_s < f_{yd} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu} \frac{(x-h)}{x}, \quad \sigma_{c1} = k_3 f_{cd} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c0}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (3.29)$$

### Algoritma

$x > h$  olması halinde belirli bir dış merkezlik için  $N_u$ ,  $M_u$  ve  $\phi_u$  değerleri şu işlem sırası izlenerek belirlenebilir.

(1)  $x$  için bir değer ( $x > h$ ) kabul edilir.  $\varepsilon_{cu}$  ve  $\varepsilon_{c1}$  için (2.15) ve (2.16) bağıntılarıyla  $k_1$ ,  $k_2$  ve  $k_{11}$ ,  $k_{21}$  değerleri belirlenir.

(2)  $\sigma_s$  (3.27),  $\sigma_s$  (3.28) ve  $\sigma_{c1}$  (3.29) hesaplanır.

(3)  $N_u$  (3.26) belirlenir. Belirlenen değer (3.25) bağıntısıyla denetlenir. (3.26) ve (3.25) bağıntılarından elde edilen  $N_u$  değerleri farklıysa,  $x$  için yeni bir kabul yapılır ve ilgili işlemler tekrarlanır. Özetle, (3.25) ve (3.26) bağıntılarıyla belirlenen  $N_u$  değerlerinin eşit olmasını sağlayan  $x$  değeri deneme-yanılma yoluyla araştırılır.

$$(4) M_u = N_u e, \quad \phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

#### 3.2.1.1.3 Çekme kırılması

$e > e_b$  (ya da  $e/h > e_b/h$ ) ise çekme kırılması oluşur. Bu durumda (3.21) denklemindeki  $\omega \sigma_s / f_{yd}$  terimi  $\omega$  olur. (3.22) denklemindeki  $N_u$  yerine, anılan değişiklik yapılmış (3.21) bağıntısı yazılır;  $k_x$  ve  $\sigma_s$  yerine (3.17) ve (3.19) bağıntılarıyla belirli ifadeler konular, denklem  $\varepsilon_s$  uzamasına göre düzenlenir.

$$A\varepsilon_s^3 + B\varepsilon_s^2 + C\varepsilon_s + D = 0 \quad (3.30)$$

$$A = -\left(\frac{\omega}{\varepsilon_{yd}}\right)\left(\frac{d'}{d}\right)\left[\left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right)\right] \quad (3.30a)$$

$$B = \omega \left\{ \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}}\right) \left[ 1 - 3\left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] - \left(\frac{e'}{h}\right) \right\} \quad (3.30b)$$

$$C = \varepsilon_{cu} \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \omega \left\{ \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}}\right) \left[ 2 - 3\left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] - 2\left(\frac{e'}{h}\right) \right\} \right\} \quad (3.30c)$$

$$D = \varepsilon_{cu}^2 \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) + k_2 \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \omega \left\{ \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}}\right) \left[ 1 - \left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) - \left(\frac{e'}{h}\right) \right] \right\} \right\} \quad (3.30d)$$

$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$  için  $\sigma_s' = f_{yd}$  olur ve  $\varepsilon_s$  uzaması şöyle belirlenir.

$$A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C = 0 \quad (3.31)$$

$$A = -\omega \left(\frac{z_s}{h}\right) \quad (3.31a)$$

$$B = \varepsilon_{cu} \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) \right] - 2\omega \left(\frac{z_s}{h}\right) \right\} \quad (3.31b)$$

$$C = \varepsilon_{cu}^2 \left\{ k_1 k_3 \left( \frac{d}{h} \right) \left[ \left( \frac{e'}{h} \right) - \left( \frac{d}{h} \right) + k_2 \left( \frac{d}{h} \right) \right] - \omega \left( \frac{z_s}{h} \right) \right\} \quad (3.31c)$$

### Algoritma

(1)  $\sigma'_s = f_{yd}$  varsayılır,  $\varepsilon_s$  (3.31, 3.31a ~ 3.31c) belirlenir. Varsayım denetlenir. Gerçekleşmiyorsa  $\varepsilon_s$  (3.30, 3.30a ~ 3.30d) yeniden belirlenir.

(2)  $k_x$  (3.17) ve  $\sigma'_s$  (3.19) hesaplanır.

(3)  $N_u$  (3.21),  $M_u = N_u e$ ,  $\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$ .

### 3.2.1.2 Tasarım

Kolonların tasarımı 3.2.1.1 bahsinde verilen bağıntılar kullanılarak deneme-yanılma yoluyla yapılabilir.

### Algoritma

$N_d$ ,  $M_d$  ve dolayısıyla  $e_d = M_d / N_d$  değerleri belirli bir kolon şöyle tasarlanabilir:

(1)  $b$ ,  $h$  ve  $\rho$  (dolayısıyla  $\omega$ ) değerleri tahmin edilir.

(2)  $N_b$  (3.14) hesaplanır.  $N_d$  ile karşılaştırılarak kırılma biçimi belirlenir.

(3)  $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$  ( $\sigma'_s = f_{yd}$ ) varsayılır. Çözümlemeye ilişkin denklemlerden ilgili olanıyla  $\varepsilon_s$  uzaması belirlenir,  $\sigma'_s = f_{yd}$  varsayımı denetlenir.

(4)  $N_u$  hesaplanır,  $N_u \neq N_d$  ise boyutlar ve/veya  $\rho$  için yeni kabuller yapılır.  $N_u \cong N_d$  oluncaya dek işlemler tekrarlanır.

$$(5) A_s = A'_s = \left( \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) bh = \rho bh.$$

### 3.2.1.2.1 Ön boyutlandırma ve donatı oranı

Kinney (1957) kolonlarda önboyutlandırmanın; (3.32) bağıntısı ile belirlenmesini önermiştir (Gündüz ve Noyan, 1993). Böylece, aksel tasarım yükü ve beton için  $\gamma_{mc} = 1.8$  alınarak belirlenen tasarım mukavemetinin kullanılması salık verilmiştir.

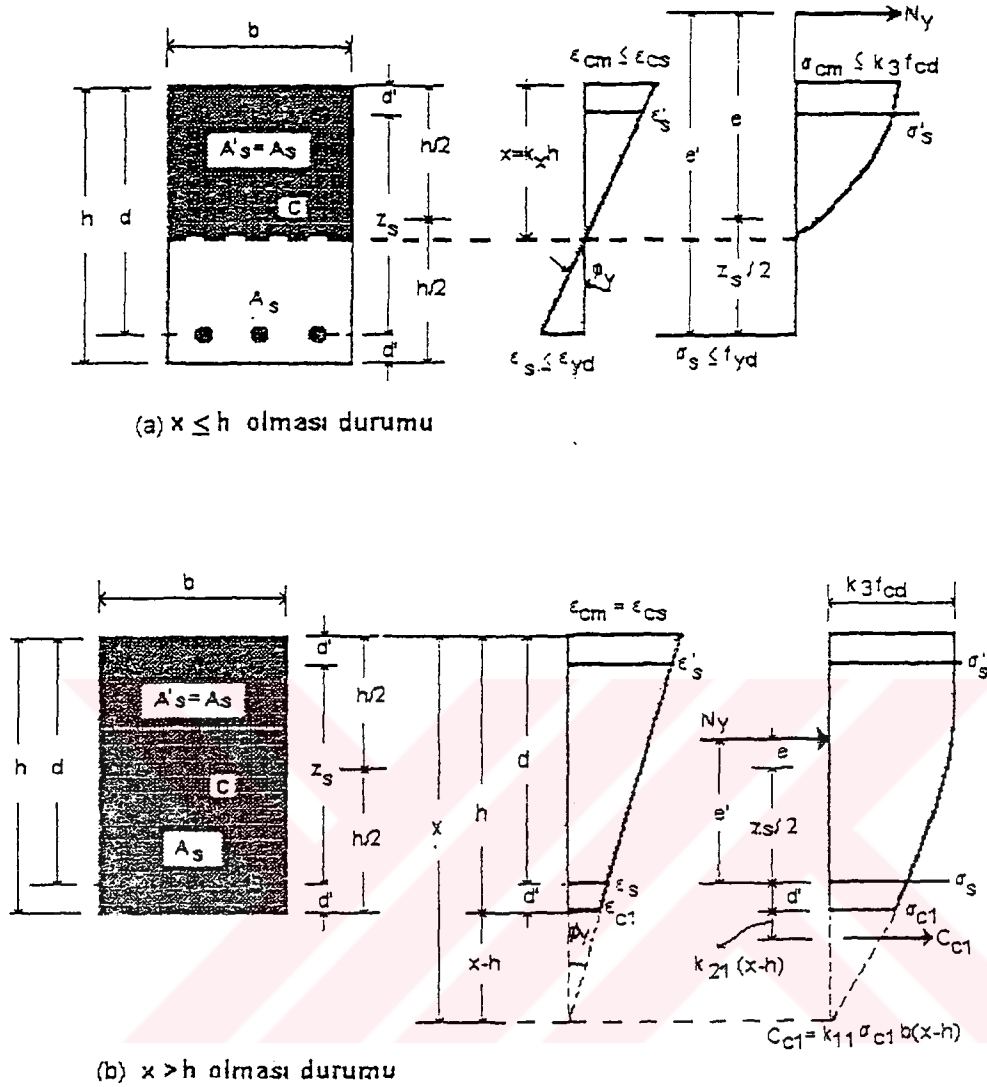
$$A_c \geq \left( \frac{N_d}{\frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}}} \right) \rightarrow A_c \geq \left( \frac{N_d}{0.56f_{ck}} \right) \quad (3.32)$$

$A_c$ =Kolonun enkesit alanı; dikdörtgen kesitler için  $bh$ .

Dikdörtgen kesitli kolonların, boyuna donatı toplam oranı 0.01~0.02 kabul edilerek tasarlanması uygundur.

### 3.2.2 Akma limitine göre çözümleme

Bu bölümde, son limite basınç ya da çekme kırılmasıyla ulaşan, iki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli kısa kolonlarda akma limitine ilişkin yükün ( $N_y$ ), momentin ( $M_y$ ) ve eğriligin ( $\phi_y$ ) belirlenmesi için geliştirilen algoritmalar sunulacaktır.



Şekil 3.4 Kısa kolonlarda akma limiti yükünün, momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi (a) Basınç ya da çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması, (b) Basınç kırılması ile son limite ulaşılması (Gündüz ve Noyan, 1994).

### 3.2.2.1 Basınç kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler

Basınç kırılmasıyla son limite ulaşan bir kesite ilişkin  $N_y$ ,  $M_y$  ve  $\phi_y$  değerlerinin belirlenmesi için, tarafsız eksenin konumuna bağlı, iki algoritma geliştirilebilir.

### 3.2.2.1.1 Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu

$x \leq h$ .  $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cs} = 0.002$  ya da  $0.0022$  kabul edilir.  $e' = e + 0.5z_s$ .  $\rho = \rho' = A_s / bh$ ,  $\omega = \omega' = \rho f_{yd} / f_{cd}$ , aşağıdaki ilişkiler yazılabilir (Şekil 3.4a).

$$k_x = g(\varepsilon_s) = \left[ \frac{\varepsilon_{cs}}{(\varepsilon_{cs} + \varepsilon_s)} \right] \left( \frac{d}{h} \right) \quad (3.33)$$

$$\varepsilon'_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon_{cs} - (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_s) \left( \frac{d'}{d} \right) \quad (3.34)$$

$$\sigma'_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon'_s E_s = \varepsilon'_s \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \left\{ \varepsilon_{cs} \left[ 1 - \left( \frac{d'}{d} \right) \right] - \varepsilon_s \left( \frac{d'}{d} \right) \right\} \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) \leq f_{yd} \quad (3.35)$$

$$\sigma_s = g(\varepsilon_s) = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_s \left( \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} \right) < f_{yd} \quad (3.36)$$

$$\sigma_{cm} = k_3 f_{cd} \quad (3.37)$$

$$N_y = bh f_{cd} \left[ k_1 k_3 k_x + \omega \left( \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \right) - \omega \left( \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \right) \right] \quad (3.38)$$

$$N_y e' = bh f_{cd} \left[ k_1 k_3 k_x (d - k_2 k_x h) + \left( \omega \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \right) z_s \right] \quad (3.39)$$

(3.39) denklemindeki  $N_y$  yerine (3.38) ile belirli ifade yazılır.  $k_x$ ,  $\sigma'_s$  ve  $\sigma_s$  yerine bunları  $\varepsilon_s$  uzaması türünden belirten (3.33), (3.35) ve (3.36) bağıntıları konulur ve denklem bilinmeyen  $\varepsilon_s$  uzamalarına göre düzenlenirse:

$$A\varepsilon_s^3 + B\varepsilon_s^2 + C\varepsilon_s + D = 0 \quad (3.40)$$

$$A = -\left(\frac{\omega}{\varepsilon_{yd}}\right) \left\{ \left(\frac{d'}{d}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] + \left(\frac{e'}{h}\right) \right\} \quad (3.40a)$$

$$B = \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{yd}}\right) \omega \left\{ \left[ 1 - 3\left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] - 2\left(\frac{e'}{h}\right) \right\} \quad (3.40b)$$

$$C = \varepsilon_{cs} \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{yd}}\right) \omega \left\{ \left[ 2 - 3\left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] - \left(\frac{e'}{h}\right) \right\} \right\} \quad (3.40c)$$

$$D = \varepsilon_{cs}^2 \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) + k_2 \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \omega \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{yd}}\right) \left[ 1 - \left(\frac{d'}{d}\right) \right] \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] \right\} \quad (3.40d)$$

$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$  ( $\sigma_s' = f_{yd}$ ) için (3.40) denkleminin katsayıları şöyle olur.

$$A = -\left(\frac{\omega}{\varepsilon_{yd}}\right) \left(\frac{e'}{h}\right) \quad (3.40e)$$

$$B = \omega \left\{ \left(\frac{e'}{h}\right) \left[ 1 - 2\left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{yd}}\right) \right] - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right\} \quad (3.40f)$$

$$C = \varepsilon_{cs} \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \omega \left\{ \left(\frac{e'}{h}\right) \left[ 2 - \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{yd}}\right) \right] - 2\left(\frac{z_s}{h}\right) \right\} \right\} \quad (3.40g)$$

$$D = \varepsilon_{cs}^2 \left\{ k_1 k_3 \left(\frac{d}{h}\right) \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right) + k_2 \left(\frac{d}{h}\right) \right] + \omega \left[ \left(\frac{e'}{h}\right) - \left(\frac{z_s}{h}\right) \right] \right\} \quad (3.40h)$$

### Algoritma

(1) Basınç donatısıyla son limite ulaşan kesitin tarafsız eksenini kesitin içinde kalıyorsa ve kesitin çekme kenarına çok yakın değilse, akma limit durumu için  $x \leq h$  varsayımı ve  $\varepsilon_{yd}$  değerine göre  $\varepsilon'_s < \varepsilon_{yd}$  ( $\sigma'_s < f_{yd}$ ) ya da  $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$  ( $\sigma'_s = f_{yd}$ ) varsayımları yapılarak hesaba başlanır.  $\varepsilon'_s < \varepsilon_{yd}$  varsayımı yapılmış olsun.

(2)  $\varepsilon_s$  uzaması (3.40, 3.40a ~ 3.40d) bağıntılarıyla belirlenir.

(3)  $k_x$  (3.33) hesaplanır.  $k_x \leq 1$  ise  $x \leq h$  varsayımı doğrulanmıştır.  $\varepsilon'_s$  (3.34) hesaplanır,  $\varepsilon'_s < \varepsilon_{yd}$  varsayımı denetlenir.  $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$  ise,  $\varepsilon_s$  uzaması (3.40, 3.40e ~ 3.40h) bağıntılarıyla yeniden hesaplanır;  $k_x$  (3.33) belirlenir ve  $x \leq h$  varsayımı denetlenir.  $k_x > 1$  ( $x > h$ ) olduğu zaman belirlemeler, bu bölümü izleyen 3.2.2.1.2 bölümde önerilen yolla yapılabilir.

(4)  $x$  ve  $\sigma'_s$  ile ilgili varsayımlar doğrulanmışsa  $N_y$  (3.38) ve  $M_y = N_y e$  belirlenir.

(5) Akma limitine ilişkin eğrilik,  $\phi_y$  (ya da  $\phi_y h$ ), aşağıdaki bağıntılardan biriyle hesaplanabilir.

$$\phi_y = \frac{(\varepsilon_{cs} + \varepsilon_s)}{d}, \quad \phi_y h = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_s) \left( \frac{h}{d} \right) \quad (3.41a)$$

$$\phi_y = \varepsilon_{cs} / k_x h, \quad \phi_y h = \varepsilon_{cs} / k_x \quad (3.41b)$$

#### 3.2.2.1.2 Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu

$x > h$  için kuvvet ve moment denge denklemleri şöyle olur (Şekil 3.4b):

$$N_y = k_1 k_3 f_{cd} b x - k_{11} \sigma_{c1} b (x - h) + A_s \sigma'_s + A_s \sigma_s \quad (3.42)$$

$$N_y e' = k_1 k_3 f_{cd} b x (d - k_2 x) - k_{11} \sigma_{c1} b (x - h) [k_{21} (x - h) + d'] + A_s \sigma'_s (d - d') \quad (3.43)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cs} \frac{(x - d')}{x}, \quad \sigma'_s = \varepsilon'_s E_s \leq f_{yd} \quad (3.44)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cs} \frac{(x - d)}{x}, \quad \sigma_s = \varepsilon_s E_s < f_{yd} \quad (3.45)$$

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cs} \frac{(x - h)}{x}, \quad \sigma_{c1} = k_3 f_{cd} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c0}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (3.46)$$

Deneme-yanılma yolu (3.42) ve (3.43) bağıntılarındaki ikinci terimler sıfır alınmak suretiyle  $x \leq h$  durumu için de kullanılabilir.  $x < d$  için (3.45) ve (3.42) bağıntısındaki  $A_s \sigma_s$  teriminin işareti (-) olur.

### Algoritma

$x > h$  olması durumunda  $N_y$ ,  $M_y$  ve  $\phi_y$  değerleri aşağıdaki işlem sırası izlenerek belirlenebilir.

(1)  $x$  için bir değer ( $x > h$ ) kabul edilir.  $\varepsilon_{cs} = 0.002$  ya da  $0.0022$  ve  $\varepsilon_{c1}$  (3.46) için (2.15) ve (2.16) bağıntılarıyla  $k_1$ ,  $k_2$  ve  $k_{11}$ ,  $k_{21}$  değerleri hesaplanır;  $k_3 = 0.85$ .

(2)  $\sigma'_s$  (3.44),  $\sigma_s$  (3.45) ve  $\sigma_{c1}$  (3.46) değerleri hesaplanır.

(3)  $N_y$  (3.43) belirlenir, (3.42) bağıntısıyla denetlenir. Anılan bağıntılardan elde edilen  $N_y$  değerleri arasındaki fark ihmal edilebilecek ölçüye ininceye dek  $x$  için kabuller yapılarak işlemler tekrarlanır.

$$(4) M_y = N_y e, \quad \phi_y = \varepsilon_{cs} / x.$$

### 3.2.2.2 Çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler

Çekme kırılmasıyla son limite ulaşan bir kesitte  $N_y$ ,  $M_y$  ve  $\phi_y$  değerlerinin hesaplanmasında çoğu zaman karşılaşılan sorun  $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$  karşılığı  $\varepsilon_{cm} (\leq \varepsilon_{cs})$  kısılmasının belirlenmesidir (Şekil 2.1' in kuşatılmamış betonla ilgili bölümü ve Şekil 3.4a).  $\varepsilon_{cm}$  kısılmasının doğrudan belirlenmesini sağlayan denklem, bu bilinmeyen kısılmanın fonksiyonu olan  $\sigma_{cm} = g(\varepsilon_{cm})$  gerilmesini,  $k_1 = g(\varepsilon_{cm})$  ve  $k_2 = g(\varepsilon_{cm})$  parametrelerini içerir. Dolayısıyla  $\varepsilon_{cm}$  kısılmasına göre karmaşık ve çözümü güç beşinci-derece bir denklem elde edilir. Bu nedenle  $\varepsilon_{cm}$  kısılmasının deneme-yanılma yoluyla belirlenmesi uygun olur. Böylece şu ilişkiler yazılmıştır.

$$x = \left[ \frac{\varepsilon_{cm}}{(\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{yd})} \right] d \quad (3.47)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cm} \frac{(x - d')}{x}, \quad \sigma_s' = \varepsilon_s' E_s \leq f_{yd} \quad (3.48)$$

$\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cs} = 0.002$  ya da  $0.0022$  için:

$$\sigma_{cm} = k_3 f_{cd} \left[ \left( \frac{2\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{cs}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{cs}} \right)^2 \right] \leq k_3 f_{cd} \quad (3.49)$$

$$N_y = k_1 \sigma_{cm} b x + A_s \sigma_s' - A_s f_{yd} \quad (3.50)$$

$$N_y e' = k_1 \sigma_{cm} b x (d - k_2 x) + A_s \sigma_s' (d - d') \quad (3.51)$$

### Algoritma

(1)  $\varepsilon_{cm}$  için bir değer ( $\leq 0.002$  ya da  $0.0022$ ) kabul edilir.  $k_1$  ve  $k_2$  parametre değerleri (2.15) ve (2.16) bağıntılarıyla hesaplanır.

(2)  $x$  (3.47),  $\sigma'_s$  (3.48) ve  $\sigma_{cm}$  (3.49) değerleri hesaplanır.

(3)  $N_y$  (3.51) belirlenir, (3.50) bağıntısıyla denetlenir. Bu bağıntılardan elde edilen  $N_y$  değerleri yaklaşık eşit oluncaya dek işlemler tekrarlanır.

(4)  $M_y = N_y e$ ,  $\phi_y = \varepsilon_{cm} / x$ .

Çekme kırılmasıyla son limite ulaşan kolonlarda akma limitine ilişkin belirlemeler, beton ya da donatı limitlerinden hangisine daha önce ulaşıyorsa, o boy değişimi -  $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$  ya da  $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cs}$  - temel alınarak yapılır. Bu bakımdan  $\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cs}$  değerleri için  $N_y(3.51) \neq N_y(3.50)$  oluyorsa,  $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cs}$  alınır ve 3.2.2.1.1 bölümde açıklanan algoritmayla  $\varepsilon_s (< \varepsilon_{yd})$  uzaması hesaplanır;  $N_y$ ,  $M_y$  ve  $\phi_y$  değerleri belirlenir.

#### 4. LİMİT HESAP TEORİSİNDE MEKANİZMA DURUMUNUN BELİRLENMESİ ve BAKER YAKLAŞIMI

Bu bölümde, yapısal sistemlerin göçme mekanizmalarının belirlenmesi için geliştirilmiş birleşik mekanizmalar yöntemi ve çok katlı ve çok açıklıklı betonarme sistemlerin optimum şekilde tasarlanmasını sağlayan Baker yaklaşımı tanıtılmıştır.

##### 4.1 Kabuller ve Belirlemeler

Plastik tasarım yöntemleri önceleri çelik yapılar için özellikle kirişler ve sonra çerçeveler için kullanılmıştır. Çünkü plastik tasarımda sağlanması gereken en önemli özellik uygun dönme kapasiteleridir ve çelik yeterince sünek bir malzeme olduğu için bu koşulu sağlamaktadır. Oysa kompozit bir malzeme olan betonarmenin bu duruma uygun şekilde tasarlanabilmesi için gereken bilgiler pek çok araştırma ve deneylerin yapılması ile elde edilebilmiştir (Beckett, 1967). Böylece betonarme elemanlarda plastik tasarımın geç geliştiği söylenebilir. İlk olarak plastik tasarlanan betonarme elemanlar kirişler ve döşemelerdir. Bunun nedeni plastik tasarım yapılan eleman ya da sistemlerin deneylerle uyumlu sonuçlar verip vermediğinin gözlenmesi için deney sisteminin kiriş ve döşeme elemanları için daha kolay oluşturulabilmesidir. Literatür taraması yapıldığında deneylerin kiriş elemanlarında yoğunlaştığı hemen dikkati çekmektedir (Baker ve Amarakone, 1964; Mattock, 1964; Roy ve Sozen, 1964). Bu yoğunluğu kolon ve çerçeve deneyleri izlemektedir. Ayrıca kapsam dışı olmakla birlikte döşemelerdeki plastik tasarımın literatüre akma çizgileri metodu olarak geçtiğinin hatırlatılmasında yarar vardır.

Plastik tasarımda -limit tasarım/elasto plastik tasarım- gerek mekanizma yöntemi ve gerekse Baker yaklaşımında şu kabuller geçerlidir; malzeme doğrusal elastik tam plastiktir, şekil değiştirmeler küçüktür yani I. Mertebe teorisi geçerlidir, plastik şekil değiştirmeler elemanların en çok moment etkileyen bölgelerinde yığılmıştır ki bu bölgeler plastik mafsallarla anılır. Plastik şekil değiştirmelerin/eğriliklerin plastik mafsallarda yoğunlaştığının kabul edilmesi, mafsallar arasında kalan bölgenin elastik olarak ele alınabilmesini sağlar. En büyük kesit tesirlerinin eğilme momentleri ( $M$ ) olduğu kabul edilir. Böylece burulma

momenti (T), kesme kuvveti (V) ve normal kuvvet (N) etkileri ihmal edilir. Bu yaklaşımlar hem kiriş hem de çerçevelerin plastik hesabında geçerlidir. Tezin kapsamı monotonik yükleme ile sınırlandırılmıştır.

Hesaplarda sadece eğilme momenti etkilerinin dikkate alınması, bu tesir diğer tesirlerden daha büyükse geçerli bir yaklaşımdır. Yapılan çalışmalar bu tesirlerden normal kuvvetin (N) dikkate alınmasının göçme yükünü azalttığını, burulma momentinin (T) ise göçme yükünü düşürmediğini göstermiştir (Kaliszky, 1989). Yine bilimsel araştırmalar neticesinde II. Mertebe teorisi ile bulunan göçme yükü değerlerinin, I. Mertebe teorisi ile bulunan göçme yükü değerlerinden düşük olduğu anlaşılmıştır (Girgin, 1996). Plastik tasarımda II. Mertebe etkilerin dikkate alınması hesabı zorlaştırmaktadır. Bu yüzden I. Mertebe teorisi kullanılmaktadır. I. Mertebe teorisi kullanılarak yapılan hesaplamalarda eğriliklerin büyük olabileceğinden şüpheleniliyorsa, yapı elemanları son limit dönme ve/veya moment kapasitelerinin bir miktar altında çalıştırılarak güvenilirlik sağlanabilir (Chon, 1967).

Ayrıca yapılan araştırmalarda, yükün devirli ve/veya tekrarlı olarak etkimesi halinde yapıların taşıyabilecekleri limit yük değerlerinin monotonik yükleme söz konusuysen bulunan limit yük değerinden küçük olduğu saptanmıştır. Bu yüzden monotonik yükleme için yapılan çözümlerinde, plastik limit yükün akma sınırını belirleyen akma limitine ilişkin yükün iki katından büyük alınmaması ve böylece diğer yüklemelerin oluşması halinde de bir miktar güvenlik payı bırakılması önerilmiştir (Baker, 1958).

#### 4.2 Birleşik Mekanizmalar Yöntemi

Limit hesabın/tasarımın amacı bir yapının son plastik yükü ya da göçme yükünü belirlemek, son limit hale ait yük ve yükün yaratacağı moment dağılımını incelemektir. Bu irdelemenin kolay bir şekilde yapılabilmesini sağlayan bir metod birleşik mekanizma yöntemidir. Neal' dan (1963) alınan bilgiye göre yöntemi ilk geliştiren Neal ve Symonds (1952)' dur. Yöntem alt ve üst sınır teoremlerine dayanmaktadır (Venkatraman ve Patel, 1970; Kachanov, 1974; Chen ve Han, 1988).

### Alt-sınır teoremi

Bir sisteme etkiyen yükler için yapının hiç bir yerinde son limit moment kapasitelerinin aşılmadığı bir plastik momentler dağılımı seçilebiliyorsa yapı göçmeyecektir veya herhangi bir kesitte tam son limit moment kapasitesinin aşıldığı anda göçme olacaktır.

### Üst-sınır teoremi

Dış kuvvetlerden ötürü oluşan eğrilikler ve dolayısıyla dönme değerleri sistem artık bu dönmeleri yutamayacak düzeyde ise yapı göçecektir.

Plastik limit yük, alt sınır teoremine uyan en büyük yük ve sistemi mekanizmaya çeviren en küçük yüküdür. Bir sisteme etkiyen monotonik yük  $m_p$  plastik limit yükü tanımlayan yük çarpanı olmak üzere  $P_i = m_p P_{i0}$  ile tanımlanabilir. Burada  $P_i$  sistemin  $i$  noktasında etkiyen monotonik yükü ve  $P_{i0}$  ise bu noktaya etkiyen monotonik yükün başlangıç değerini ifade etmektedir. Bu durumda  $m_p$  çarpanı için şunlar söylenebilir; plastik limit yük çarpanı alt sınıra uygun en büyük yük çarpanına  $m_s$ ; üst sınıra uygun en küçük yük çarpanına  $m_k$  eşittir. Böylece  $m_p = m_s = m_k$  koşulunu sağlayan plastik yük çarpanı gerçek göçme yaratabilecek bir değer olarak bulunabilir ve tektir.

Uygulamada her zaman  $m_p = m_s = m_k$  tam olarak belirlenemez. Gerçek - göçme yaratacak yük çarpanı  $m_s \leq m_p \leq m_k$  alt ve üst sınır çarpanları arasında bir değer alabilir. Bu yüzden plastik yük çarpanının yaklaşık değeri (4.1) bağıntısı ile ifade edilebilir ve bu durumda oluşan hata (4.2) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir. Alt ve üst sınır teoremlerinden elde edilen yük çarpanı tekrarlı hesaplamalarla istenen hata düzeyinde elde edilebilir.

$$m_p \approx \frac{1}{2} (m_s + m_k) \quad (4.1)$$

$$\Delta m_p \leq \frac{m_k - m_s}{2m_s} \quad (4.2)$$

Çerçevenin tüm elemanlarının  $M_p$  plastikleşme momenti taşıyabileceği ve  $P_i = mP_{i0}$  yükü etkisinde olduğu kabul edilirse aşağıdaki formüller elde edilebilir.

Statik prensibin -alt sınır teoremi- uygulanmasında statikçe izin verilen eğilme momenti ( $M$ ) değerleri düşünülmelidir. Maksimum eğilme momenti değeri plastikleşme momentinden küçük olmalıdır.

$$\max |M| \leq M_p \quad (4.3)$$

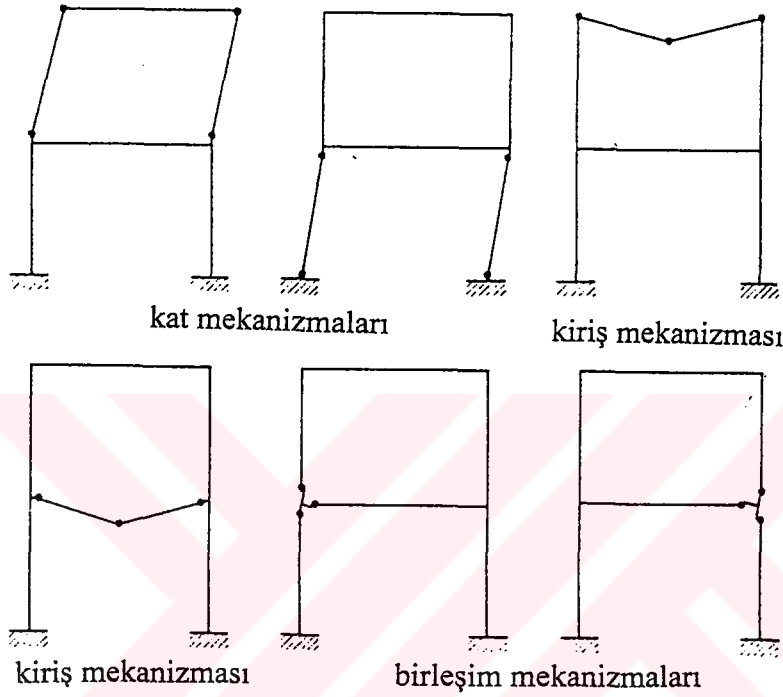
Yapıyı kısmi ya da tümsel akma mekanizması diye anılan kararsızlığa götürecek yeterli sayıda plastik mafsals seçilebilir. Buna plastik mafsals yaklaşımı denir ve kinematik koşulu -üst sınır teoremini- sağlar.

Tüm plastik mafsallarda momentler tam plastik moment  $M_p$ ' ye eşittir ve bu kesitlerdeki dönmeler plastik mafsals davranışına uygundur. Plastik mafsalların absorpsiyon gücü her zaman pozitiftir. Plastik mafsallardaki dönmeler  $\theta_j^k$  ve kuvvetlerin uygulandığı noktalardaki yerdeğıştirmeler  $\delta_j^k$  ise kinematik değışken yük katsayısı aşağıdaki eşitlikten belirlenebilir.

$$m_k \sum_{i=1}^n P_{i0} \delta_i^k = \sum_{j=1}^l M_{pj} \theta_j^k \quad \text{ve} \quad \sum_{i=1}^n P_{i0} \delta_i^k > 0 \quad (4.4)$$

Bir yapısal sistemin göçmesi için yeterince plastik mafsals oluşması gerekir. Oluşması gereken plastik mafsals sayısı yapının hipersatistiklik düzeyine bağlıdır. Bir yapının **tümsel göçmesinin** sağlanabilmesi için hiperstatiklik düzeyinden bir adet daha fazla mafsals oluşması gerekmektedir. Bu durumda  $r$ . dereceden hiperstatik yapının bütünsel göçmesi için  $r+1$  adet mafsals oluşmalıdır. Bu kadar mafsals oluşmasa da göçme gerçekleşebilir ancak bu halde yapı bir bütün olarak değış belirli elemanlardaki güç tükenmesi sonucunda **kısmi olarak göçer -kiriş, kolon ya da belli bir katın göçmesi gibi-**.

Yapılarda oluşabilecek **mümkün mekanizmalar** bağımsız ve birleşik mekanizmaların toplamına eşittir. Bir mekanizma başka mekanizmaların süperpozisyonu ile elde edilemiyorsa **bağımsız mekanizmadır**. Bağımsız mekanizma sayısı  $n$  kritik kesit adedine bağlıdır. **Kritik kesitler** elastik çözümleme yapıldığında maksimum eğilme momenti etkisinde kalacak eleman bölgeleridir.



Şekil 4.1 Bağımsız mekanizmalar (Kaliszky, 1989)

Elastik çözümlemede maksimum momentlerin ankastre mesnetlerde, kolon kiriş birleşim bölgelerinde, yayılı yükleme etkisindeki elemanların açıklık kesitlerinde geliştiği gözlenmiştir. Bu yüzden anılan bölgeler olası plastik mafsalları -kritik kesitler- olarak alınabilir. Ayrıca tekil yüklerin etkideği bölgelerde eğilme momentlerinde sıçramalar olabileceği için bu kesitlerin de kritik olarak düşünülmesi gerekmektedir.

Kritik kesitlerdeki momentlerin işi arasındaki denge ilişkisi (4.4) bağıntısı ile ifade edilmiştir. Bağımsız mekanizma sayısı kritik kesitlerin momentlerinin işi ile ilgili eşitliklerin sayısına eşittir. Kritik kesit momentleri  $n$  denge bağıntısı için  $r$  adet bilinmeyen kuvvetle yazılır. Bu kuvvetlerin çıkarılmasıyla  $(n-r)$  adet bağıntı kalacaktır. Böylece

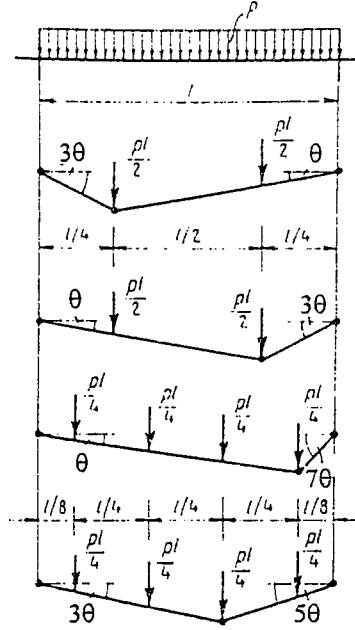
bağımsız mekanizma adedi  $(n-r)$ ' dir. Bağımsız mekanizmaların belirlenmesi, bu bağımsız mekanizmaların kombinasyonundan **birleşik mekanizmaların** elde edilmesi dolayısıyla önemlidir. Bağımsız mekanizmalar kiriş, kat -ya da kolon- ve birleşim mekanizmalarıdır (Şekil 4.1). Birleşik mekanizmaların sayısı bağımsız mekanizmaların doğrusal kombinezonları hesaplanarak belirlenebilir (Aysal, 1994).

Literatürde basit kirişlerin göçmesi için gerek şartın bir adet plastik mafsal oluşması olduğu belirtilmiştir. Bu durum basit kirişin hiperstatiklik düzeyinin  $r=0$  olması itibariyle  $r+1$  mafsal oluşması şartına uygundur. Yine literatürde yapılan belirlemeye göre İki ucu ankastre kirişte  $r=3$  hiperstatiklik düzeyi için göçme yaratacak mekanizmanın ortaya çıkması  $r+1$  mafsal koşuluna uymayan 3 adet plastik mafsal oluşumunu gerektirmektedir (Heyman, 1971; Arda ve Uzgider, 1986).

#### 4.2.1 Yayılı yük

Yapılar tekil yük etkisinde ise plastik mafsalların tekil yük etkime noktalarında gelişeceğinin kabul edildiği daha önce belirtilmişti. Yayılı yükleme etkisindeki sistemlerde maksimum eğilme momenti açıklık bölgesinde herhangi bir yerde gelişebilir. Yayılı yükleme durumunda oluşacak plastik mafsal yerleri tekil yükteki gibi hemen bilinemez. Bu mafsalların tam yerinin hesaplanması gerekir. Söz konusu hesaplama, mafsal yeri, seçilen bir uç mesnede bilinmeyen  $x$  mesafede kabul edilerek, bu duruma ait iş ifadesinin  $p$  yayılı yükü için (4.4) bağıntısının yazılması, buradan  $p_{lim}$  değerinin çekilmesi ve bu  $p_{lim}$  değerinin 1. türevinin sıfıra eşitlenmesi ile yapılabilir. Bu durumda plastik mafsalın gerçek yerinin ve göçme yükünün tayini doğrusal olmayan bir bağıntının çözümünü gerektirir. Bu hesap uzun ve karışıktır (Hodge, 1967).

Yayılı yük etkisinde karmaşık yapılarda doğrusal olmayan eşitlik takımlarının çözümü iteratif metodlar kullanılarak yapılabilir. İteratif yöntemleri kolaylaştırmak için de farklı pratik yaklaşımlar kullanılabilir. Bu yaklaşımlar şöyledir,



Şekil 4.2 Kirişlerde yayılı yükün idealleştirilmesi (Kaliszky, 1989)

(1) Bir eleman eğer yayılı yük etkisinde ise plastik mafsalsın açıklığının tam ortasında oluştuğu kabul edilebilir, alt ve üst sınır yükleri ve eğilme momenti diyagramı tespit edilebilir. Bu durumda belirlenen göçme yükü ile gerçek durumda oluşan göçme yükü arasında çok büyük bir farklılığın oluşmadığı literatürde belirtilmektedir.

(2) Başka bir pratik yaklaşım da yayılı yükün yerine eşdeğer tekil yüklerin düşünülmesidir (Şekil 4.2). Yayılı yükün olabildiğince fazla sayıda tekil yüklerle temsili daha doğru bir yaklaşım olmakla birlikte, kritik kesit ve dolayısıyla mekanizma sayısının artmasına yol açarak hesabı zorlaştırdığı için tercih edilmemektedir. Pratikte yayılı yükün 2 ya da 4 adet tekil yüklerle temsili uygundur. İlgili yaklaşım çerçeve sistemlerde de geçerlidir.

#### 4.2.2 Moment dengesi ile alt sınır çözüm

Moment dengesi ile alt sınır çözümde sisteme virtüel işle bulunan göçme yükü ve plastik mafsalsal yerlerine ters yönlü plastik moment çiftleri etkililir. Sistem plastik mafsalsal bölgelerinden parçalanır. Her bir parçanın üzerindeki dış yükler ve plastik mafsalsal momentleri ile dengede olması gerekmektedir. Buna göre parçaların düşey, yatay kuvvetler

dengesi ve ayrıca toplam momentinin sıfır olması koşuluyla kesit tesirleri bulunur. Belirlenen bu tesirler kullanılarak plastik momentler dağılımı saptanır. Elde edilen moment diyagramında kapasite hiç bir yerde aşılmamışsa çözüm (mafsal pozisyonları seçimi) doğrudur (Jones, 1966; Baker ve Heyman, 1969).

#### 4.2.3 Birleşik mekanizmalar yönteminde dönmeler

Alt ve üst sınır teoremleri ile göçme yükü, göçme mekanizması ve iç kuvvetlerin dağılımı belirlenebilir ancak göçme anındaki eğrilikler ve dönmeler belirlenemez. Mafsallar arasındaki kesitler tam elastik kabul edildiğinden dönmeler elastik analizle -kuvvet yöntemi- bulunabilir (Baker, 1949). Bu şekilde belirlenen dönmelerin kesitlerin dönme kapasitelerini aştığı gözlemlenirse, çerçeveler yeniden çözümlenmez, fakat kesit boyutları gereksenen dönmeler sağlanacak şekilde değiştirilir. Buradan yola çıkan Baker belirsizlik düzeyi yüksek sistemler için açıklık ya da kat sayısı değişse de kullanılacak bir mekanizma önermiştir. Göçme Baker modelinde bir adet daha mafsalın gelişmesi ile oluşacaktır. Bu konudaki ayrıntılar “Baker Yaklaşımı” ve söz konusu ek mafsalın nasıl seçilebileceği “Sayısal Uygulamalar ve Belirlemeler” bahislerinde açıklanmıştır.

#### 4.2.4 Genel yüklemde kalıcı şekil değiştirmeler ve gerilmeler

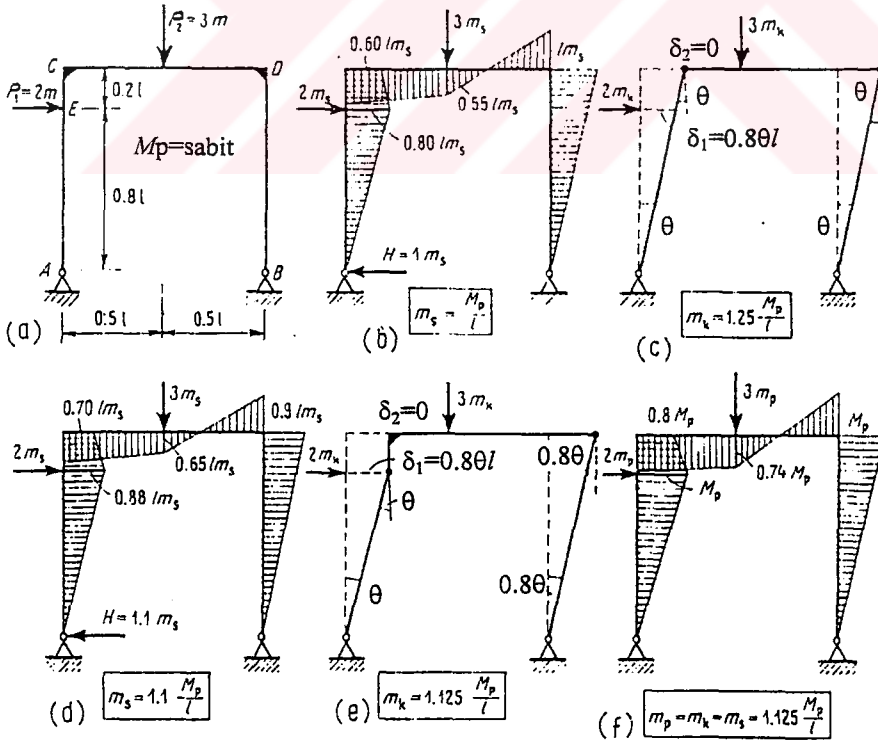
Genel yükleme halinde; yükler yapıya artan, yön değiştiren ve tekrarlı olarak etkiyebilirler. Artan yüklemde elastik limit üstündeki yük değerlerinde kalıcı şekil değiştirmeler oluşmakta ve bu yükler kaldırıldığında şekil değiştirmeler/eğrilikler ve gerilmeler kaybolmamaktadır. Kalıcı eğrilikler ve gerilmeler dolayısıyla artısal göçme yükünün yaratacağı yer değiştirme ve momentlere; yön değiştiren ve/veya tekrarlı yüklem durumlarında daha düşük yük düzeylerinde ulaşılabilir. Yani devirli ve tekrarlı yüklem halinde, monotonik durumda belirlenen son limit yük değerinden daha düşük yüklerde göçme oluşabilir. Yine devirli ve tekrarlı yüklemelerde kalıcı eğrilik ve dönmelerin mesnet bölgelerinde yoğunlaştığı görülmüştür. Böylece ilk mafsallaşmalar Baker’ ın da önerdiği gibi mesnet bölgelerinde oluşacaktır (Kaliszky, 1989).

Bu yüklemelerin dikkate alınmaması halinde oluşacak güvensizlik son limit yük  $F_p < 2F_y$  şartı sağlanacak şekilde seçilerek kaldırılabilir (Neal, 1963).

Yük çarpanı ile çalışılmak istenmiyorsa (4.4) bağıntısı  $M_p$ : plastik momentler;  $\theta$ : plastik mafsal dönmeleri;  $P$ : dış yükler ve  $\delta$ : yer değiştirmeler olmak üzere doğrudan " $M_p \cdot \theta = P \cdot \delta$ " olarak ele alınabilir (Arda ve Uzgider, 1986; Aysal, 1994). "Sayısal Uygulamalar ve Belirlemeler" bahsindeki örnekler bu duruma göre çözümlenmiştir.

#### 4.2.5 Açıklayıcı örnekler

(1) Şekil 4.3a' daki çerçeveye ait alt ve üst sınır plastik yük değerlerinin bulunması istenmektedir. Statikçe izin verilebilen eğilme momenti dağılımını çizmek gayesiyle, A sabit mesnedine  $H=1m_s$  yatay yükü etkililmiş ve maksimum momentin  $M_{\max} = \ell m_s$  D kesitinde geliştiği gözlenmiştir (Şekil 4.3b). Böylece alt sınır teoremine uyan  $M_{\max} \leq M_p$  koşulu sağlanmıştır. Buna göre alt sınır teoremi ile statik yük çarpanı bulunmuştur.



Şekil 4.3 Çerçeve sistem için çeşitli göçme mekanizmaları (Kaliszky, 1989)

$$m_s = \frac{M_p}{\ell} \leq m_p \quad (4.3)$$

Sistem 1<sup>o</sup> den hiperstatiktir ve C ve D noktalarında iki adet plastik mafsal olduğu kabul edilerek çerçeve için bir göçme mekanizması elde edilmiştir (Şekil 4.3c). Mekanizma durumuna ait plastik mafsal dönmeleri kuvvetlerin etkidiği noktalarda birim yer değiştirmeler olduğu kabul edilerek belirlenmiştir. İç ve dış iş eşitliği ifadesi yazılmış ve kinematik yük çarpanı  $m_k$  elde edilmiştir.

$$m_k [2 \times 0.8 \theta \ell] = M_p [\theta + \theta] \rightarrow m_k = 1.25 \frac{M_p}{\ell} \geq m_p \quad (4.4)$$

Göçme yükü çarpanı için duyarlı bir yaklaşım (4.1) bağıntısı ile sağlanmıştır.

$$m_p \approx \frac{m_s + m_k}{2} = 1.125 \frac{M_p}{\ell} \quad (4.1)$$

Bu yaklaşımdaki hata (4.2) bağıntısı ile bulunmuştur.

$$|\Delta| \% \leq \frac{m_k - m_s}{2m_s} 100\% = 12.5\% \quad (4.2)$$

Çözümün doğruluğunu artırmak için statikçe kabul edilebilir moment dağılımı ya da göçme mekanizması değiştirilmiştir. Şekil 4.2d' de yatay kuvvetin şiddeti  $H=1,1m_s$  alınmıştır. Bu durumda statikçe izin verilebilen eğilme momenti için  $M_{\max}=0,9 \ell m_s$ ' ye düşmüştür ve kabul edilebilir sabit yük çarpanı  $M_{\max} \leq M_p$ ' den belirlenmiştir.

$$m_s = 1,1 \frac{M_p}{\ell} \leq m_p \quad (4.3)$$

C' deki plastik mafsal E' ye taşınmıştır (Şekil 4.2e). İç ve dış kuvvetlerin yeni eşitliği yazılmış ve bu duruma ait  $m_k$  belirlenmiştir.

$$m_k[2 \times 0,8 \theta \ell] = M_p[\theta + 0,8\theta] \rightarrow m_k = 1,125 \frac{M_p}{\ell} \geq m_p \quad (4.4)$$

Alt ve üst sınır çözümlenmeleri düzeltilmiş ve göçme yükü faktörü için daha iyi bir yaklaşım sağlanmıştır. Hatanın küçüldüğü gözlenmiştir.

$$m_p \approx \frac{m_s + m_k}{2} = 1,1125 \frac{M_p}{\ell} \quad (4.1)$$

$$|\Delta| \% = 1,13\% \quad (4.2)$$

Şekil 4.3e' deki mekanizmanın (kinematik çözümlenme) probleme tam bir cevap sağladığı bu duruma ait plastik moment dağılımı çizilerek (Şekil 4.3f) gösterilmiştir. Şekil 4.3f' de gösterilen plastik momentler dağılımı hiç bir yerde kesit  $M_p$  plastikleşme momenti aşılmadığı için kabul edilebilir bir dağılımdır. Böylece kinematik yük çarpanı statik yük çarpanına eşittir ve bu değer sistemin göçme yükü çarpanı olarak alınabilir  $m_p = m_k = m_s = 1,125 M_p / \ell$ .

(2) Çerçevelerin statik belirsizliğinin  $r$  ve kritik kesitin  $n$  olduğu varsayılırsa;  $n$  kritik kesitli hiperstatik bir yapının mümkün mekanizma sayısının fazlalaşacağı açıktır. Bu durumda en elverişsiz mekanizmanın birleşik mekanizma yöntemi ile saptanması uygundur.

Şekil 4.4a' daki çerçevenin  $M_p$  sabit moment kapasiteli, statik belirsizliği  $r=3$  ve kritik kesit sayısı  $n=5$  olduğundan bağımsız mekanizma sayısı  $(n-r)=2$ ' dir. Kat ve kiriş mekanizmaları Şekil 4.4b ve c' de görülmektedir. Bu iki mekanizmanın kombinasyonu ile iki serbestlik dereceli ve hareketi  $\theta_1, \theta_2$  dönmeleri ile tanımlı birleşik mekanizma Şekil 4.4d' deki gibi elde edilebilir. Virtüel yerdeğiştirme prensibi birleşik mekanizmaya aşağıdaki gibi uygulanabilir.

$$m \left( P\ell\theta_1 + \frac{3}{4} P\ell\theta_2 \right) = M_p \left[ \theta_1 + \left( \theta_1 - \frac{1}{2}\theta_2 \right) + \theta_2 + \left( \theta_1 + \frac{1}{2}\theta_2 \right) + \theta_1 \right] \quad (4.4)$$

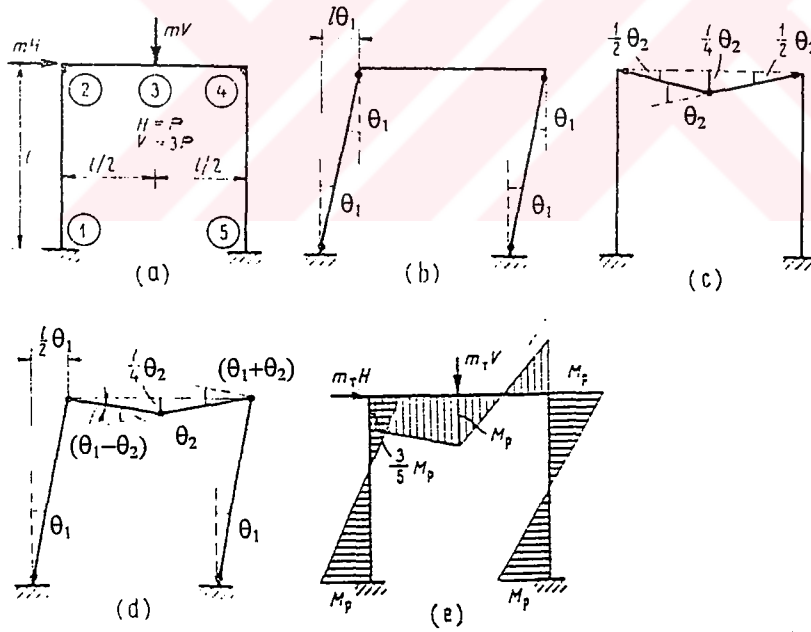
Açıktır ki eğer  $\theta_1 = \frac{1}{2}\theta_2$  ise kesit 2' deki plastik mafsalları yok edilerek 1 serbestlik dereceli ve geçerli bir mekanizma elde edilebilecektir. Yukarıdaki denkleme  $\theta_1$  ifadesi yazılırsa değişken yük çarpanı

$$m = \frac{12 M_p}{5 P \ell} \quad (4.4)$$

olarak bulunur. Şimdi de kat ve kiriş mekanizmalarını bağımsız düşünelim ve kuvvet denklemlerini yazalım.

$$m_1 P \ell \theta_1 = 4 M_p \theta_1 \quad (4.4)$$

$$m_2 \frac{3}{4} P \ell \theta_2 = 2 M_p \theta_2 \quad (4.4)$$



Şekil 4.4 Çerçeve için bağımsız ve birleşik mekanizmalar (Kaliszky, 1989)

2 kesitinde plastik mafsalı yok etmek için  $\theta_1 = \frac{1}{2}\theta_2$  varsayılmış ve iki bağıntı toplanmıştır. Böylece ne yazık ki 2 kesitine ilişkin eşitliğin sağ yanındaki plastik moment ile yapılan iş ifade eden terimler kaybolmayacaktır ve dönmelerden bağımsızdırlar ayrıca daima pozitifler. Bu yüzden iş bağıntısını elde etmek için plastik mafsallar kaldırılırken iç kuvvetlerin işinde azaltma yapılmalıdır. İlgili örnekte iç iş  $M_p\theta_1 + M_p\frac{1}{2}\theta_2 = M_p\frac{1}{2}\theta_2 + M_p\frac{1}{2}\theta_2 = M_p\theta_2$ ' dir. Böylece hesaplama aşamaları aşağıdaki gibidir.

$$m\frac{1}{2}P\ell\theta_2 = 2M_p\theta_2 \quad (4.4)$$

$$m\frac{3}{4}P\ell\theta_2 = 2M_p\theta_2 \quad (4.4)$$

Bu ifadeler toplanırsa

$$m\frac{5}{4}P\ell\theta_2 = 4M_p\theta_2 \quad (4.4)$$

Bundan 2 kesitinin yaptığı plastik iş düşülürse

$$- M_p\theta_2 \quad (4.4)$$

$$m\frac{5}{4}P\ell\theta_2 = 3M_p\theta_2 \quad (4.4)$$

olur ve buradan

$$m = \frac{12}{5} \frac{M_p}{P\ell} \quad (4.4)$$



Buradan kinematikçe izin verilebilen değişken yük yoğunluğu,  $x$  parametresine bağlı olarak elde edilir.

$$p_k = \frac{2M_p}{\ell} \frac{\ell + x}{x(\ell - x)} \quad (4.4)$$

Bu bağıntıdan  $x$  ( $0 < x < \ell$ )' nin tüm değerleri için kinematikçe izin verilebilen değişken yük değeri Şekil 4.5' de gösterildiği gibi elde edilebilir. En iyi üst sınırı belirlemek için (4.4) bağıntısının 1. türevini sıfır yapan değer kullanılır. Böylece bağıntı aşağıdaki gibi olur.

$$\frac{dp_k}{dx} = \frac{2M_p}{\ell} \frac{x(\ell - x) - (\ell - 2x)(\ell + x)}{x^2(\ell - x)^2} = 0 \quad (4.3)$$

$$x_o = (\sqrt{2} - 1)\ell \quad (4.4)$$

Bu değer kullanılarak ayrıca göçme yükü de  $p_c = \min p_k = 11,64 \frac{M_p}{\ell^2}$  belirlenebilir.

### 4.3 Baker Yaklaşımı

Limit hesap teorisi -limit hesap/tasarım, limit çözümlene/analiz- bir yapının gerçek davranışının -doğrusal olmayan ve/veya elastik olmayan davranışının- dikkate alındığı ancak matematik kullanılabilirlik için bazı özel ayarlamaların yapıldığı hesap yöntemini ifade eder. Yöntemin iki önemli avantajı; yüksek düzeyden hiperstatik sistemlerde hesaplama kolaylığı sağlaması, teorik olarak sonsuz sayıda eğilme momenti dağılımı üretilebilmesi, böylece bu dağılımlardan en ekonomik olanının seçilebilmesine imkan vermesidir. En ekonomik dağılım elastik örtü momentlerinde en büyük azaltmayı oluşturan dağılımdır. Bu durumu sağlayan bir yöntem Baker (1956, 1958) tarafından geliştirilmiştir.

Bir limit tasarım yaklaşımının geçerli kabul edilebilmesi için şu koşulların sağlanması gerekmektedir: (I) **Limit denge:** Kabul edilen tasarım eğilme momentleri statik bakımdan

geçerli olmalı, yapının bütünüyle veya herhangi bir yapısal elemanı ile ilgili denge yasalarını bozmamalıdır. Mesela böyle bir dağılım, yapıyı statikçe belirli kılan yeterli sayıda düğüm noktasının kabul edilmesi ve eğilme momentleri ile kuvvetlerin denge denklemlerinden elde edilmesiyle belirlenebilir. (II) **Dönme uygunluğu:** Plastik mafsallı kesitlerinin plastik dönme kapasiteleri, kabul edilen eğilme momentleri dağılımının gelişmesini sağlayabilecek ölçüde olmalı yani, mafsallardaki plastik dönmeler, kapasiteleri aşmamalıdır. (III) **İşletilebilirlik/Kullanılabilirlik:** Kullanım yükleri etkisindeki yapısal sistemde çok büyük sehimler ve çatlaklar oluşmamalıdır (ICE, 1962; Chon, 1967).

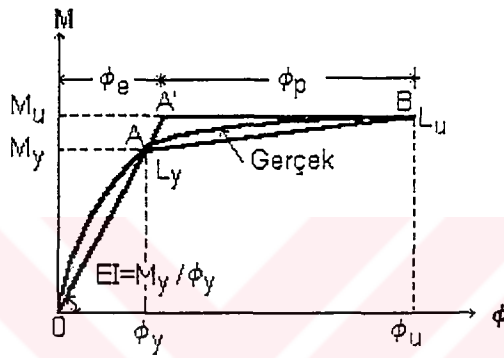
Baker yaklaşımında, momentlerin yeniden dağılımı olgusu gözönünde bulundurularak doğrusal çözümlenmedekinden farklı ve son limit tasarım yükleriyle dengede bir yük etkileri dağılımı (eğilme momentleri dağılımı) kabul edilir. Yapısal sistem bu dağılıma göre boyutlandırılır ve donatılır. Dağılım ile ilgili kritik kesitlerdeki plastik dönmelerin, dağılımının gerçekleşmesini sağlayabilecek ölçüde olup olmadıkları çözümlenerek denetlenir. Gerekirse boyutlar ve donatı ve/veya kabul edilen momentler dağılımı olumlu sonuç alınuncaya dek değiştirilir. En son olarak da işletilebilirlik limit durumlarıyla ilgili koşulların gerçekleşip gerçekleşmediği araştırılır. Bu evredeki çözümlenmeler için doğrusal bir yaklaşım kullanılır. Özetle bu yaklaşım ile tasarım; tekrarlı, iç içe ve geriye dönüşümlüdür.

Yaklaşım momentlerin yeniden dağılımı olgusu esas alınarak geliştirildiği için bu olgunun ve yeniden dağılımın düzeyini etkileyen dönme uygunluğunun kısaca incelenmesinde yarar görülmüştür.

#### 4.3.1 Yapı elemanlarında eğrilikler ve sehimler

Hiperstatik bir sistemde ortaya çıkan yeniden dağılım olgusu, sistemin bütünsel davranışı ile onu oluşturan yapısal elemanların bireysel ve birbirleriyle bağlantılı davranışlarıyla ilintilidir. Yapıların bütünsel davranışı ise elemanların sehim ve çatlama gibi özelliklerine bağlıdır.

Yapılan çalışmalar eğilme çatlakları oluşmuş bir kesitte akma limitine ( $L_y$ ) dek olan davranışın doğrusal elastik varsayılabilirliğini ve eğilme rijitliğinin  $EI=M_y/\phi_y$  bağıntısıyla tahmin edilebileceğini göstermiştir. Akma limitinin ötesinde eğilme rijitliği hemen hemen sıfır olmaktadır. Bu limitin üstündeki moment artımları için moment eğrilik eğrisi yatıklaşır; momentteki küçük bir artış büyük ölçüde eğrilik oluşturur ve son limite ( $L_u$ ) ulaşılır ( $M_u, \phi_u$ ). Böylece çatlama kesitlerin gerçek moment eğrilik ilişkileri idealleştirilmiş iki-doğrusal ilişkilerle (OAB ya da OA'B) tanımlanabilir (Şekil 4.6) (Chon, 1967; Park ve Paulay, 1975).



Şekil 4.6 Gerçek ve idealleştirilmiş iki-doğrusal moment ve eğrilik ilişkileri ( $M-\phi$ ) (Noyan, 1994).

Bir eğilme elemanının yaptığı dönme ( $\theta$ ) eğriliklerinin toplanmasıyla belirlenebilir. Yine sehim ( $\Delta$ ) de bu eğriliklerin momentleri toplanarak bulunabilir. Bu duruma ilişkin bağıntılar aşağıdadır. Bağıntılarda başlangıç dönmesi ( $\theta_0$ ) ve başlangıç sehimi ( $\Delta_0$ ) ihmal edilmiştir.

$$\theta = \int \phi dx \quad (4.5)$$

$$\Delta = \int x \phi dx \quad (4.6)$$

Akma limitine  $L_y$  dek elemanın davranışı doğrusal elastik kabul edilebildiğinden  $\phi=M/EI$  ilişkisi kullanılabilir ve bağıntılar şu şekli alır.

$$\theta = \frac{1}{EI} \int M dx \quad (4.7)$$

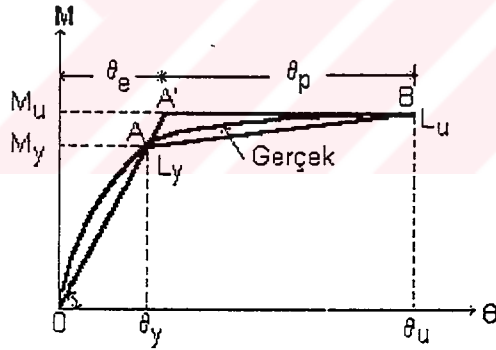
$$\Delta = \frac{1}{EI} \int x M dx \quad (4.8)$$

Bu bağıntılardaki EI değeri güvenilir bir yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanabilir:

$$EI = M_y / \phi_y \quad (4.9)$$

Eğilme etkisindeki elemanın elasto-plastik haldeki toplam dönmesi, elastik ve plastik eğriliklerden ( $\phi_y$ ,  $\phi_e$ ) oluşan elastik ve plastik dönmelerin ( $\theta_e$ ,  $\theta_p$ ) toplanmasıyla belirlenebilir (Şekil 4.7).

$$\theta = \theta_e + \theta_p = \int (\phi_e + \phi_p) dx = \int \phi_e dx + \int \phi_p dx \quad (4.10)$$

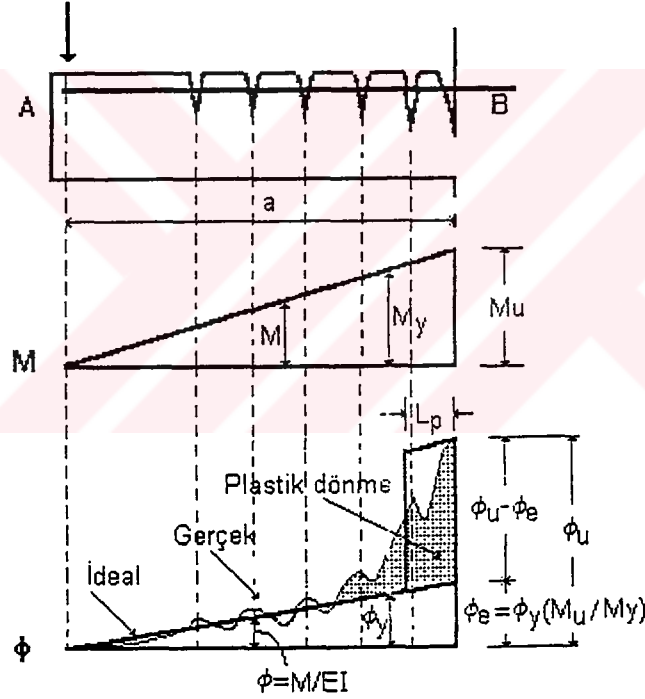


Şekil 4.7 Gerçek ve idealleştirilmiş iki-doğrulu (OAB ya da OA'B) moment - dönme ilişkileri (M- $\theta$ ) (Noyan, 1994).

#### 4.3.2 Plastik mafsal eşdeğer boyu ve plastik mafsal dönme uygunluğu

Betonarme bir eğilme elemanında son limit momentinden kaynaklanan plastik eğrilikler gerçekte eleman boyunca dağılım gösterirler. Ancak bu eğriliklerin özellikle kritik kesitlere komşu bölgelerde yığılmaları nedeniyle uygulamada eğriliklerin tümünün plastik mafsal

denilen noktalarda oluştuğu kabul edilmektedir. Bir eğilme elemanının yapabileceği eğriliklerin toplamı plastik mafsalsın dönme kapasitesini ( $\theta_a$ ) verir. Olayı açıklamak için Şekil 4.8' deki konsol kirişi ele alalım. Görülebileceği gibi eğriliklerin büyük bir miktarı (B) kritik kesitine komşu olan bölgede yığılmıştır. Bu durumda (B) plastik mafsalsına ilişkin plastik dönme kapasitesi, eleman boyunca oluşmuş eğriliklerin toplamına eşit olan ve şekilde taranarak gösterilmiş alanla tanımlanabilir. Bu alan, yüksekliği  $\phi_u - \phi_y$  ve genişliği plastik mafsalsal eşdeğer boyu,  $L_p$ , terimiyle adlandırılan bir paralel kenarın alanına eşittir. Baker yaklaşımının geçerli olabilmesi için bir elemandaki plastik mafsalların dönmeleri plastik dönme kapasitelerinden küçük olmalıdır. Bu durum literatürde **dönme uygunluğu** olarak anılmaktadır (Chon, 1964; Park ve Paulay, 1975).



Şekil 4.8 Plastik mafsalsal eşdeğer boyu ( $L_p$ ) ve dönme kapasitesi (Gündüz ve Noyan, 1991).

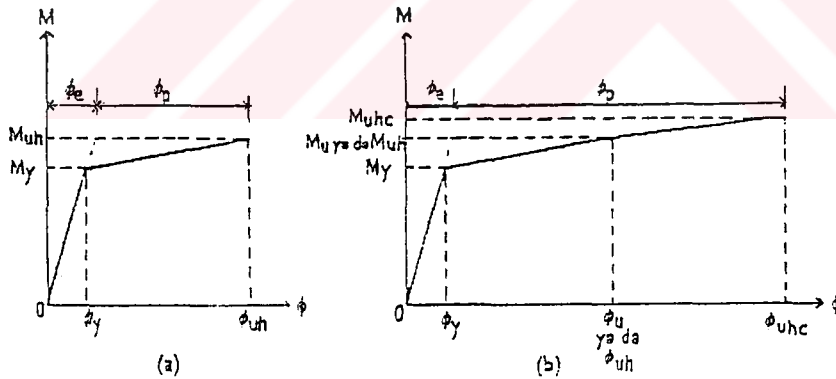
Yapılan deneylerde, yanal ve basınç donatısız tek açıklıklı kirişlerde plastik dönmelerin açıklıkta etkili derinlikten küçük bir bölgede yoğunlaştığı, bu boyun etriye kullanılmasıyla daha uzun bir bölgeye yayıldığı ama yıkımın çoğunun etkili derinliğe yakın bir uzunlukta olduğu izlenmiştir. Aynı deneylerde basınç ve yanal donatılı kirişlerde söz konusu eğriliklerin daha da arttığı gözlenmiştir. Böylece iki yanlı plastik mafsallarda bir yandaki

plastikleşme boyunun  $0.5d$  olarak alınması uygun bir yaklaşım kabul edilmiştir. Bu değer kolonlar için ihtiyatlı bir yaklaşımla  $0.4h$  ( $h$ =kolon enkesitinin eğilme doğrultusundaki kenarının uzunluğu) olarak alınabilir. İki yanlı plastik mafsallar için  $L_p$  plastikleşme boyu bu değerlerin iki katına eşit olarak alınabilir. Buna göre plastik mafsal kesitlerinde “sağlanabilen plastik mafsal dönme kapasitelerinin” ( $\theta_a$ ), şu bağıntıyla belirlenmesi uygundur (Şekil 4.6 ve 4.8) (Baker, 1956; Baker ve Amarakone, 1964; Roy ve Sozen, 1964).

$$\theta_a = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (4.11)$$

$$\theta_a = \left( \phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y} \right) L_p \quad (4.12)$$

Kuşatılmamış-pekleşmeli ve kuşatılmış-pekleşmeli kesitler için bu bağıntıdaki  $M_u$  ve  $\phi_u$  yerine, sırayla,  $M_{uh}$ ,  $\phi_{uh}$  ve  $M_{uhc}$ ,  $\phi_{uhc}$  konulmalıdır (Şekil 4.9a ve b).



Şekil 4.9 (a) Kuşatılmamış-pekleşmeli; (b) Kuşatılmış-pekleşmeli kesitler için moment-eğrilik ilişkileri (Noyan, 1994).

### 4.3.3 Plastik mafsal plastik dönme kapasitesini etkileyen faktörler

Bir eğilme elemanında öteki değişkenlerin sabit kaldığı düşünülecek olursa; basınç donatısı miktarının, beton mukavemetinin, etkili birim kısalma değerinin artması, ve elemanın

etriyeyle kuşatılması plastik dönme kapasitesini ( $\theta_a$ ) artırır. Buna karşılık, çekme donatısı miktarının ve çeliğin akma mukavemetinin artması, çekme donatısının pekleşme evresinde bulunması plastik dönme kapasitesini azaltır (Baker ve Amarakone, 1964; Mattock, 1964; Roy ve Sozen, 1964).

#### 4.3.4 Momentlerin yeniden dağılımı

Birbirine komşu kesitler artan yükler altında  $M_y$  değerini geçer ve  $M_u$  değerine yükselir. Böylece artan yükleme etkisiyle son limit moment  $M_u$  değerine ulaşan kesit ek moment taşıyamaz ve fark moment komşu bölgelere aktarılır. Buna **moment yeniden dağılımı** denir. Limit tasarım bu temele dayanılarak yapılmaktadır. Yapılan deneysel ve teorik çalışmalar ilk plastikleşme mafsallarının elemanların mesnet bölgelerinde geliştiğini göstermiştir. Bu yüzden elastik momentler dağılımının değiştirilmesiyle elde edilen tasarım momentleri dağılımının da bu koşul sağlanacak şekilde seçilmesi gerekmektedir. Bu durum tasarım momentlerinin,  $M'_s$ : Tasarım mesnet momentleri;  $M'_a$ : Açıklık kesitleri için tasarım momentleri;  $M'_e$ . Elastik mesnet momentleri;  $M'_a$ : Açıklık kesitleri için elastik momentler olmak üzere  $M'_s/M'_a < M'_e/M'_a$  koşuluna uygun seçilmesi ile sağlanabilir. Bunun anlamı elastik moment değerlerinin mesnet momentlerinde azaltılarak ve dolayısıyla açıklıklarda ise bir miktar moment artımı yapılarak yeni bir moment dağılımı üretilmesidir (ICE, 1962; Beckett, 1967; Hughes, 1971).

#### 4.3.5 Baker yaklaşımı için genel bağıntılar

Doğrusal elemanlardan oluşan ve hiperstatikliği  $n$  olan bir yapısal sistem  $i$  ve  $k$  gibi  $n$  adet mafsalın sisteme katılmasıyla statikçe belirli duruma getirilebilir. Statikçe belirli “temel sistem”, mafsallardaki fazla bağların yerini alan ve büyüklükleri bilinmeyen eşit ve ters yönlü dışsal momentleri içerir. Sistemin davranışı elastik olduğu sürece, mafsal kesitlerindeki bilinmeyen momentler, “virtüel iş ilkesi” gereği (4.13) genel bağıntıdan elde edilen denklem takımı çözümlenerek bulunabilir. Elasto-plastik halde bu bağıntı (4.14) şeklinde ele alınmalıdır. Bu ifadelerdeki  $\delta_{ii}$ ,  $\theta_{ip}$  terimlerinin işareti her zaman pozitifdir.

$$\delta_{i_0} + \sum_{k=1}^n \delta_{i_k} M_k = 0 \quad (4.13)$$

$$\delta_{i_0} + \sum_{k=1}^n \delta_{i_k} M_k = -\theta_{pi} \quad (4.14)$$

$\delta_{i_0} = \int (X_i M_0 / EI) dx =$  tasarım yüklerinin i mafsasında oluşturduğu dönme (radyan),

$\delta_{i_i} = \int (X_i^2 / EI) dx =$  i mafsasına uygulanan birim momentin ( $M_i=1$ ) o mafsalda oluşturduğu dönme (rad/kNm),

$\delta_{i_k} = \int (X_i X_k / EI) dx =$  k mafsasına uygulanan birim momentin ( $M_k=1$ ) i mafsasında oluşturduğu dönme (rad/kNm),

$M_0 =$  statikçe belirli temel sistemde, tasarım yüklerinden oluşan eğilme momenti

$X_i$  ve  $X_k =$  herhangi bir kesitte, sırayla,  $M_i=1$  ve  $M_k=1$  için oluşan eğilme momentleri  $\delta$  eğrilik büyüklükleri **flexibilite katsayıları** terimiyle adlandırılabilir.

Buraya dek anlatılanlara göre Baker düşey ve yatay yükler etkisindeki hiperstatik sistemlerin limit tasarımının Şekil 4.10' daki mekanizmaya göre yapılabileceğini ve ekonomik bir tasarım momentleri dağılımının aşağıda açıklanan yolla saptanabileceğini ifade etmiştir. Bu durumda ilk plastikleşme mafsalları mesnetlerde gelişecektir. Tasarım momentleri dağılımının kabul edilebilmesi için şu iki koşulun sağlanması gerekmektedir.

$$\theta_{pi} > 0 \quad (4.15)$$

$$\theta_{ai} > \theta_{pi} \quad (4.16)$$





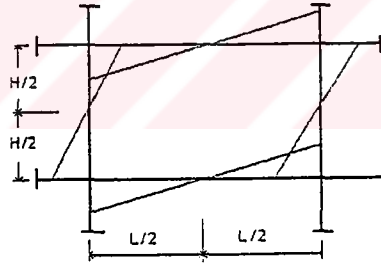
$$M_{uc(r+1)} = 2/3 M_{uo} \left( \frac{I'_{r+1} / H_{r+1}}{I'_{r+1} / H_{r+1} + I'_r / H_r + I_n / L_n} \right) \quad (4.18)$$

Kiriş dış uç momenti:

$$M_{ub} = M_{uc(r+1)} + M_{ucr} \quad (4.19)$$

Bu belirlemelerde eylemsizlik momentleri kolonlar için çatlamamış beton kesite; kirişler için çatlamış kesite göre hesaplanır. Kirişler için çatlamış kesit eylemsizlik momentini yaklaşık olarak çatlamamış beton kesit eylemsizlik momentinin yarısına eşit alınabilir.

(III) Yatay yüklere ilişkin kat momentleri,  $M'_k$ , kolonlara rijitlikleriyle orantılı dağıtılabilirler. Kolon uç momentleri, moment sıfır noktaları kat yüksekliğinin ortasında kabul edilerek bulunabilir. Kiriş moment sıfır noktalarının da açıklık ortalarında bulunduğu kabul edilebilir (Şekil 4.14).



Şekil 4.14 Yatay yüklere ilişkin kat momentlerinin kolon ve kirişlere dağılımı  
(Baker, 1949).

(IV) Statikçe belirli temel sistemde yatay yük kat momentleri,  $M'_k$ , ile düşey yük momentleri,  $M_k$ , arasındaki oran  $M'_k / M_k \leq 2$  ise; düşey ve yatay yükler için iç kiriş mesnetlerindeki eğilme momentleri;  $M_{uo}/2 + (1/4) * \{(III)\}$  te belirlenen düğüm noktasındaki kolon uç momentleri toplamı}' na eşit alınabilir.

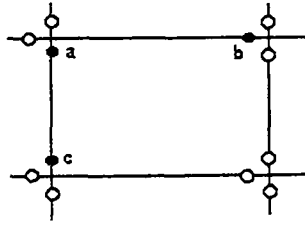
(V)  $M_t / M_t > 2$  olduğunda ise; düşey ve yatay yükler için iç kiriş mesnetlerindeki eğilme momentlerinin;  $M_{uo}/2 + (1/3 \text{ ilâ } 1/2) * \{(III)'\}$  te belirlenen düğüm noktasındaki kolon uç momentleri toplamı} olarak alınması uygundur.

(VI) Kenar kirişlerin dış mesnetlerindeki momentler;  $(0.8) * \{(II)'\}$  de belirlenen kolon uç momentleri toplamı +  $\{(III)'\}$  te belirlenen kolon uç momentleri toplamı}' na eşit alınabilir.

(VII) Dış kolon momentleri;  $(0.7) * \{(II)'\}$  de belirlenen uç momenti +  $\{(III)'\}$  te belirlenen uç momentleri}' ne eşit kabul edilebilir.

(VIII) Mafsal momentleri için kabul edilen değerler, yapısal sistemin işletilebilme evresine ilişkin elastik moment değerlerine çok yakın olmamalıdır.

Bu tasarım momentleri alınarak yapılan hesaplamalarda istenen koşullar sağlanamazsa tasarım momentleri üzerinde ayarlama yapılarak, kesitlerin basınç ve/veya yanal donatısı artırılarak çözüme gidilebilir. Ayrıca negatif bir son limit momenti etkisindeki kritik kesitte plastik dönme ve dönme kapasitesi karşılaştırması plastik dönmenin mutlak değeri alınarak yapılabilir. Çünkü böyle bir durumda plastik dönme negatif olacaktır.



Şekil 4.15 Mafsal tipleri (Baker, 1958)

Bu dağılımın alınmasıyla Şekil 4.10' daki plastik mafsal modeli kullanılabilir. Bu modelde a, b ve c olmak üzere üç tip plastik mafsal vardır (Şekil 4.15). Anılan dağılıma ilişkin simgelerin anlamları şöyledir:

$M_{pb} = r$  katının p açıklığındaki kiriş mafsalı tasarım momenti,

$\bar{M}_{prb}$  = Elastik evrede prb mafsalındaki bilinmeyen moment,

$M_{pr}$  = r katının p açıklığındaki üst kirişin düşey yüklerden oluşan maksimum eğilme momenti (basit kiriş momenti),

$M_r^*$  = Yapısal sisteme etkiyen yatay yüklerin r katında oluşturduğu maksimum eğilme momenti (vaya kat momenti: bir kata etkiyen yatay yükün o katta oluşturduğu toplam moment),

$\theta_{prb}$  = prb plastik mafsalında oluşan plastik dönme,

E = Betonun elastiklik modülü,

$I_{pr}$  = r katının p açıklığındaki üst kirişin eylemsizlik momenti,

$I_{pr}^*$  = r katının p açıklığının solunda bulunan kolonun eylemsizlik momenti,

$H_r$  = r katı kolonlarının yüksekliği,

$L_{pr}$  = r katının p açıklığındaki üst kirişin boyu.

Yaklaşım, n açıklıklı ve m katlı bir yapısal sisteme uygulanırken açıklıklar soldan sağa n+1' inci açıklık hayali kabul edilerek, 1, 2, ..., p, ..., n, n+1; ve katlar aşağıdan yukarıya 1, 2, ..., r-1, r, ..., m şeklinde numaralandırılmış (Şekil 4.16) ve mafsalların plastik dönmelerini veren genel bağıntılar kuvvet metodu kullanılarak Baker (1956) tarafından çıkarılmıştır. Bu ifadeler Ek 20, Ek 21 ve Ek 22' de gösterilmiştir. İfadelerde sistemdeki herhangi bir mafsal, sırayla açıklık numarası, kat numarası ve tipi ile belirlenmiştir, mesela prb, b tipi mafsalın p açıklığında ve r katında olduğu anlamına gelir. Yönteme ilişkin diğer ayrıntılar literatürden (Baker, 1958; Park ve Paulay, 1975) elde edilebilir.



Homojen yapıda minimum ağırlık, yapı hacminin minimum olması anlamına gelir ve “minimum hacim tasarımı” olarak anılır. Ancak terminolojide bu ağırlık tasarımı olarak bilinmektedir. Ağırlık ve hacmin cisim yoğunluğunun tek olduğu durumlarda birbirinin yerine düşünülmesi sakıncalı değildir. Ağırlık fonksiyonu şekle, cisim özelliklerine ve kesit ölçülerine bağlıdır. Bu tür fonksiyonları yazmak homojen kesitlerde daha kolaydır.

$$W = \int_L w(M_{pi}) ds \quad (4.20)$$

W: Yapının ağırlık fonksiyonu

w: Birim yapı ağırlığı

$M_{pi}$ : Elemanların plastik moment değerleri

Bir sistemin ekonomik tasarımı için aşağıdaki koşul sağlanmalıdır:

$$\sum \ell_i M_{pi} = \min! \quad (4.21)$$

#### 4.4.2 Değişken plastik momentli sürekli yapılar

Bu tür bir yapıda önceden bir sınırlama yoksa, plastik moment dağılımı yapının minimum ağırlığı sağlanacak şekilde optimal olarak elde edilir. Ancak pratikte konstrüktif ve güvenlik sebeplerden dolayı kesitler izin verilen buyutların altında yapılamaz. Bu da minimum ağırlık tasarımını olumsuz yönde etkileyen bir olaydır.

Plastik moment değişimine ilişkin bir sınır varsa gerçek moment dağılımı ile plastik moment dağılımı tam uyuşmaz  $M_p \neq |M|$ . Bir sınır yoksa gerçek moment dağılımı ile plastik moment dağılımı tam olarak uyuşur  $M_p = |M|$ . Statik teoremlerle keyfi olarak belirlenen bir moment dağılımının optimum çözüm olması için söz konusu sınırın olup olmamasına göre sırasıyla aşağıdaki koşullar sağlanmalıdır.

$$\int_L M^2 ds = \min! \quad (4.22)$$

$$\int_L |M| ds = \min! \quad (4.23)$$

Neticede minimum ağırlık çözümü eğilme momenti alanları toplamının minimum olmasını gerektirir. Her açıklıkta farklı plastik moment kapasitesi kullanmak tüm sistemde sabit bir plastik moment kapasitesi kullanmaktan daha ekonomik bir çözümdür.

#### 4.4.3 Sürekli kirişlerin optimum limit tasarımı

Çerçeve yapıların bağımsız elemanlarının kesitlerinde eğilme momentleri, aksel yükler ve kesme kuvvetleri eleman rijitliklerine dayalı elastik teorinin uygulanması ile hesaplanabilirler. Belirli yüklemeler için elastik analizle saptanan momentler; büyük moment etkileyen kesitlerde elemanların dönme uygunluğu sağlanıyorsa yeniden dağıtılabilirler.

Eski kaynaklarda sürekli kirişler için moment yeniden dağılımı oranı %10 olarak verilmiştir. Daha sonraları sürekli kirişler için limit tasarımda kullanılacak moment değerlerinin, elastik çözümlemeyle elde edilen moment değerlerinin %30 oranında azaltılarak elde edilebileceği ancak bu durumda en büyük limit hesap momentinin, maksimum elastik moment değerinin %70' ini aşmaması gerektiği ifade edilmiştir. Böylece %10 ile %30 arasında değişen moment yeniden dağılım düzeyleri için kullanım yükleri altında en büyük eğrilik yapan kesitlerde dahi yerel hasarların oluşmayacağı belirtilmiştir (ICE, 1962; Hughes, 1971). Yine sürekli betonarme kirişler için ekonomik tasarımın:

(1) Mesnet momentleri, eğilme momentleri alanını minimum yapacak şekilde

(2) Mesnet momentleri maksimum açıklık momentine eşit

seçilerek sağlanabileceğine ilişkin görüşler vardır. Bu yaklaşımlardan ilki mesnet momentlerinin artmasına neden olduğu için Baker yaklaşımı ile uyumsuzdur.

Sürekli kirişlerde bir i mesnetine komşu açıklıklara hareketli yük uygulanırsa bu kesitte plastik mafsal oluşur. Sürekli kirişin plastik mafsal oluşmuş i mesnet kesitinin olduğu açıklığın diğer ucu j mesneti olabilir ve ikinci plastik mafsal burada gelişebilir. İlk i mesnet mafsalının oluştuğu açıklığın diğer j ucu; basit mesnet, yarı ankastre mesnet ve tam ankastre mesnet olabilir. En büyük plastik dönmeler j ucu basit mesnetse olur. Böylece farklı plastik mafsal durumlarına göre farklı yeniden dağılımlar önerilmiştir. Yalnız burada M, sabit ve hareketli yükten oluşan momentler toplamı olarak ele alınmış, azaltmalar hareketli yük için yapılmıştır. Buna göre hareketli yük momentleri mesnetlenme çeşidine göre; bütün durumlarda açıklık kritik kesitleri için %10; basit mesnetli sürekli kirişlerde mesnetlerde 2, 3 ve 4 veya fazla açıklıklı sürekli kirişler için sırasıyla %20, %25, %30; ucu ankastre kirişlerde 2, 3 ve 4 ya da fazla açıklıklı ise sırasıyla %15, %20, %25 oranlarında azaltılabilirler (Chon, 1964).

#### 4.4.4 Betonarme yapıların optimum limit tasarımı için bir görüş

Limit tasarımda optimum çözüm elde etmenin bir yolu da tüm göçme modlarının aynı anda ortaya çıkmasını sağlayabilmektir. Buna literatürde eş zamanlı mod tasarımı denir ve betonarmede betonun ve donatının aynı anda güç tükenmesine ulaşmasını ifade eder. Ancak uygulamada betonarme elemanlar için bunu sağlamak pek mümkün olmamaktadır. Beton basınç gerilmesi taşıma kabiliyeti ile ideal bir malzemedir, ama ağırlığı dolayısıyla ucuz değildir. Beton hemen hemen hiç çekme gerilmesi taşımamakta ve pratikte taşıdığı çekme gerilmesi sıfır varsayılmaktadır. Böylece beton, çekme yükünü alacak çelik donatı ile birlikte kullanılmaktadır. Sonuçta betonarme kesitlerin ekonomisi tüm malzeme bileşenlerinin (beton ve donatı) minimum ağırlığının dikkate alınmasını gerektirir, bu sağlanamıyorsa donatıda minimum ağırlığı sağlamak yoluyla çözüme gidilebilir. Betonarme kesit, farklı malzeme özellikleri ve farklı birim hacim maliyetleri olan eksenel gerilmeli malzeme bileşenlerinin, birleşik eleman sistemi olarak düşünülebilir. Böylece özellikle kompozit kesit olan betonarmede optimum hal, ya beton ağırlıklı ya da donatı

ağırlıklı olabilir. Donatı daha pahalı bir malzeme olduğu için ekonomiye etkisinin daha fazla olacağı tahmin edilebilir. Böylece momentlerin yeniden dağılımına izin verilerek donatının plastik evrede çalıştırıldığı limit tasarımda, donatı ağırlığı aşırı olmayacağı için optimum çözüm elde edilebileceği söylenebilir (Spunt, 1971).

Sonuçta yeniden dağılımlı doğrusal çözümleme tekniklerinden biri olan Baker yaklaşımının kullanılması ile, yeniden dağılımın oranı ve malzemelerin elastik ötesi çalıştırılma düzeyiyle değişen bir ekonomi sağlanabilmektedir. Elastik çözümlemeden daha düşük maliyetli olacak bu metotta, donatıdaki pekleşme ve kuşatma etkileri de dikkate alınacak olursa ekonomi düzeyi artırılabilir.



## 5. YAPISAL SİSTEMLERİN GÜVENİLİRLİĞİNİN ya da GÖÇME RİSKİNİN SAPTANMASINA İLİŞKİN YAKLAŞIMLAR

Bu bölümde yapısal sistemlerin güvenilirliğinin ya da göçme riskinin saptanmasına ilişkin yaklaşımlar tanıtılacaktır. Bu yaklaşımlar göçme mekanizması saptanmış düzlem çerçeveler için de geçerlidir.

### 5.1 Yapısal Güvenilirlik

Yapısal yükler zamanla değişir. Mukavemet de zamana bağlıdır. Güvenilirlik, bir yapının kullanım ömrü süresince yapısal sistemde ve onu oluşturan elemanlarda istenmeyen bir olayın gerçekleşme olasılığı anlamına gelir. Bu olasılık, aynı zamanda, yapısal performans' ın, yapının işleviyle ilgili beklentilerin gerçekleşme düzeyini ifade etmektedir.

Yapısal sistemlere ilişkin güvenilirlik teorisi yavaş gelişmiştir. Bu, güvenilirlik teorisinin olasılıksal bölümünde karşılaşılan güçlüklerden ve yapısal sistemler için çeşitli göçme mekanizmalarını tanımlayan karmaşık matematiksel modellere olan gereksinimden kaynaklanmıştır. Yapısal sistemlerin güvenilirliğinin ikinci-moment yaklaşımları ile belirlenebileceği görülmüştür.

### 5.2 Güvenilirliğin Belirlenmesiyle İlgili Yaklaşımlar

Yapısal güvenilirlik sorunları çeşitli yöntemlerle, çözülebilir. Bu yaklaşımlar Yapısal Güvenlik Ortak Komitesi (JCSS/ Joint Committee on Structural Safety, 1981) tarafından üç düzeyde sınıflandırılmıştır (Gündüz, 1996): Üçüncü düzey/tam-olasılıksal yöntemler; göçme ya da kalıcılık olasılıklarını tanımlayan entegrallerin kesin çözümünü içerir. İkinci düzey/yaklaşık-olasılıksal yöntemler; göçme ya da kalıcılık olasılıklarının yaklaşık hesabını kapsar. İkinci-moment yaklaşımları bu sınıfa girer. Birinci düzey/yarı-olasılıksal yöntemler; yapısal güvenliğin yüklere ve malzeme mukavemetlerine ilişkin karakteristik değerlerle ve kısmi güvenlik katsayılarıyla sağlandığı tasarım algoritmalarını içerir.

### 5.3 Üçüncü Düzey Yaklaşımı

Göçme olasılığının ya da güvenilirliğinin üçüncü düzey yaklaşım ile belirlenmesi ideal çözümdür. Bu belirlemelerin yapılabilmesi için performans fonksiyonu değişkenlerinin olasılık yoğunluk fonksiyonlarının bilinmesi, ve dolayısıyla bunları belirleyen istatistiksel bilgilerin sağlanmış olması gerekir. Oysa pratikte bu değişkenlere ilişkin elde edilebilen bilgiler, çoğu zaman değişkenlerin  $m_x$  ortalama değerleriyle ve  $\sigma_x$  standart sapmasıyla sınırlı kalmaktadır. Bundan başka, yoğunluk fonksiyonlarını belirleyen istatistiksel bilgiler elde edilmiş olsa bile, ortak olasılık yoğunluk fonksiyonlarını belirleyen çok-katlı entegrallerin çözümü için kapsamlı bilgisayar programlarına olan gereksinim; ve rasgele değişkenler arasındaki **korelasyonun** gözönüne alınması durumunda karşılaşılan güçlükler nedeniyle günümüzde tam-olasılıksal yaklaşım oldukça seyrek kullanılmaktadır (Gündüz, 1986b). Burada **korelasyon** terimi ile iki farklı değişken arasındaki ilişki ifade edilmektedir.

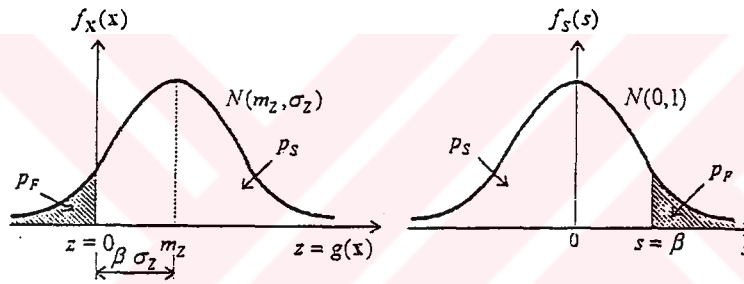
Güvenilirlik üçüncü düzey yaklaşım ile belirlenmek istenirse Monte Carlo yöntemi kullanılabilir. Yöntemin esası performans fonksiyonuna ilişkin rasgele sayılar üretmek ve büyük boyutlu yapay örnekler oluşturmaktır; bu yapay örnekler değerlendirilerek göçme ve kalıcılık olasılıkları belirlenebilir. Büyük ölçüde tekrarlamaları gerektiren Monte Carlo yönteminin kullanım alanı ekonomi ve bilgisayar kapasitesiyle sınırlıdır. Bu bakımdan yöntem yaygın olarak kullanılmamaktadır. Yöntemle ilgili ayrıntılı bilgi Vahidi' den (1991) elde edilebilir.

### 5.4 İkinci-Moment Yaklaşımları

Performans fonksiyonu rasgele değişkenlerine ilişkin bilgiler, genelde, bu değişkenlerin ortalama değerleriyle  $m_{xi}$  (birinci-moment) ve varyanslarıyla  $Var(X)=\sigma_x^2$  (ikinci-moment) sınırlı kalmaktadır. Bu gibi olgularda yapısal güvenilirlik ya da göçme riski adını varyanstan alan **ikinci-moment yaklaşımları** ile tahmin edilebilir. Bu yaklaşımlar yöntem sınıflandırmasında ikinci düzeye, yaklaşık-olasılıksal yöntemler sınıfına girer. Bu çalışmada göçme riskinin belirlenmesinde ikinci-moment yaklaşımları esas alınacaktır.

İkinci-moment yaklaşımlarına ilişkin algoritma verilmeden önce, yaklaşım süreci genel çizgileriyle açıklanacaktır (Gündüz, 1986c; 1986d; 1987b).

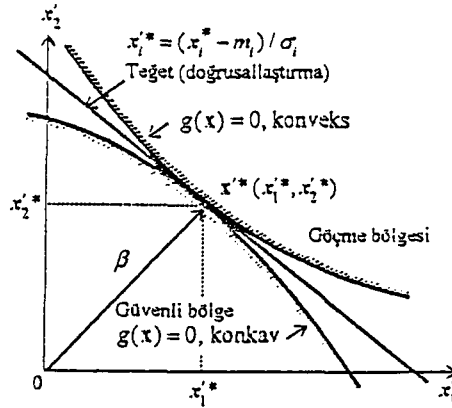
Yapısal güvenilirliğin ya da göçme olasılığının tahminini amaçlayan ikinci-moment yaklaşımlarında ilk hedef; performans fonksiyonu ( $Z$ ) değişkenlerinin ortalama değerlerini ( $m_{Xi}$ ) ve standart sapmalarını ( $\sigma_{Xi}$ ) kullanarak  $Z$ ' nin ortalama değerini ve standart sapmasını ( $m_Z$  ve  $\sigma_Z$ ) belirlemektir. Bu amaçla çoğu zaman doğrusal olmayan performans fonksiyonu Taylor serisine açılır. İstatistiksel verilerin sınırlı olması yüzünden açılımın yalnızca doğrusal terimleri gözönüne alınır, fonksiyon doğrusallaştırılır. Fonksiyonun **birinci-aşama yaklaşık** ifadesi elde edilir. Sonra, beklenen değerlerle ilgili teoremlere dayanılarak fonksiyonun  $m_Z$  ortalama değeri ve  $\sigma_Z$  standart sapması hesaplanır.



Şekil 5.1 İkinci-moment yaklaşımlarıyla  $p_F$  ve  $p_S$  olasılıklarının belirlenmesi (Gündüz, 1996).

Performans fonksiyonu değişkenleri normal dağılımlı ise fonksiyonun dağılımı da normal olur. Anılan değişkenler normal olmasa bile, **merkezsiz limit teoremi** dolayısıyla, fonksiyonun dağılımının normale yaklaştığı kabul edilebilir. Burada **merkezsiz limit teoremi** “Hiçbirinin baskın (dominant) olmaması koşuluyla, dağılımları ne olursa olsun; çok sayıda bireysel rasgele bileşenlerin toplamının dağılımı, bileşenlerin sayısı sınırsız çoğaldıkça normal dağılıma yaklaşır” manasını taşımaktadır. Normal dağılımlı olmayan bireysel değişkenlerin dağılımları “Rosenblatt dönüştürümüyle (transformation)” eşdeğer normal dağılıma çevrilebilir, dolayısıyla performans fonksiyonunun dağılımı normalleştirilir;  $N(m_Z, \sigma_Z)$ .  $Z=0$  limit durumu için **standart normal dağılım**  $N(m_Z=0, \sigma_Z=1)$  değişkenin değeri  $s=(0-m_Z)/\sigma_Z=-m_Z/\sigma_Z$  dir. Performans fonksiyonu varyasyon katsayısının evriği olan  $1/V_Z = m_Z/\sigma_Z = \beta$ , **güvenilirlik indeksi** terimiyle adlandırılabilir.

Buna göre göçme ve kalıcılık olasılıkları;  $p_F=P(Z\leq 0)=\Phi(-\beta)=1-\Phi(\beta)$  ve  $p_F+p_S=1$  olduğundan  $p_S=1-p_F=\Phi(\beta)$  bulunur (Şekil 5.1). Olasılıkların güvenilirlik indeksine göre belirlenmesinden ötürü ikinci-moment yaklaşımlarına **güvenilirlik indeksi yaklaşımları** ya da **beta yaklaşımları** adı da verilebilir.



**Şekil 5.2** İki değişkenli doğrusal olmayan bir performans fonksiyonu için güvenilirlik indeksinin belirlenmesi ( $x^*$  noktasında  $Z=0$ ) (Gündüz, 1996).

Performans fonksiyonu, değişkenlerinin ortalama değerlerine ( $m_i$ ) göre Taylor serisine açılarak güvenilirlik indeksi doğrudan belirlenebilir. Ancak **doğrudan yaklaşım** eşdeğer limit durumlar için farklı  $\beta$  değerleri, ve dolayısıyla farklı göçme olasılıkları bulunmasına neden olur. Ayrıca, performans fonksiyonlarının “doğrusal olmama” derecesi arttıkça yaklaşımın duyarlılığı da azalır. Sözkonusu farklılığın ortadan kaldırılması için; **indirgenmiş (dönüştürülmüş) değişkenler sistemin’** de  $[X_i' = (X_i - m_{X_i}) / \sigma_{X_i}]$ , sistemin orijine minimum uzaklıkta ve göçme yüzeyi üzerinde bulunan noktanın  $[x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)]$  **en olası göçme noktası’** nı belirttiği ve anılan uzaklığın  $\beta$  güvenilirlik indeksine eşit olduğu kabul edilmiştir (Şekil 5.2).

Performans fonksiyonu doğrusalsa  $\beta$  indeksinin  $m_i$ ’ lere göre değerlendirilen Taylor açılımıyla belirlenmesi duyarlı yaklaşım olur. Doğrusal değilse, açılımın göçme yüzeyi üzerindeki bilinmeyen  $x^*$  noktasına göre değerlendirilmesi, dolayısıyla bu noktanın ve  $\beta$  nın iteratif yolla belirlenmesi gerekir. **İterasyonlu yaklaşım’** da  $x_i^*$  ( $i=1,2,\dots,n$ ) başlangıç değerlerinin  $m_i$ ’ lere eşit alınması önerilmiştir. Gerçek göçme yüzeyinin indirgenmiş

değişkenler sisteminin orijinine göre konveks ya da konkav olması, yaklaşırtırımın (doğrusallaştırma) güvenli ya da güvensiz bölgede kalmasına neden olur.

Yapısal güvenilirliğin tahmin edilmesinde esas alınan performans fonksiyonlarının temel değişkenleri malzeme mukavemetleri ve yüklerdir. Uluslararası istatistiksel verilere göre: malzeme mukavemetleri **normal** ya da tercihen **lognormal**; zamanla-değişmeyen yükler **normal**; zamanla-değişen yükler; rüzgâr ve deprem; kar **Tip I asimptotik** dağılımlarıyla betimlenebilir. Normal olmayan dağılımlar normal dağılıma dönüştürülerek hesap yapılabilir.

#### 5.4.1 Güvenilirlik indeksinin doğrudan belirlenmesi

Yapısal sistemlerin ya da yapısal elemanların davranışını belirten  $Z=g(\mathbf{X})=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$  performans fonksiyonları, genelde, doğrusal olmayan fonksiyonlardır. Olasılık teorisine göre bu fonksiyonların birinci ve ikinci momentleri aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir.

$$m_Z = E(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} g(\mathbf{X}) f_{\mathbf{X}}(\mathbf{X}) d\mathbf{X} \quad (5.1)$$

$$\sigma_Z^2 = \text{Var}(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} [g(\mathbf{X}) - E(Z)]^2 f_{\mathbf{X}}(\mathbf{X}) d\mathbf{X} \quad (5.2)$$

Ancak istatistiksel veri yetersizliği ve matematiksel çözüm zorluğu yüzünden, pratik amaçlar için Taylor açılımından yararlanılarak  $m_Z$  ve  $\sigma_Z$  değerleri ve dolayısıyla  $\beta$  güvenilirlik indeksi belirlenebilir.

#### Birinci-aşama yaklaşım

Bir  $Z=g(\mathbf{X})=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$  performans fonksiyonununun rasgele değişkenlerin ortalama değerleri  $(m_1, m_2, \dots, m_n)$  ve standart sapmaları  $(\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n)$  olsun;  $m_i = m_{X_i}$ ,  $\sigma_i = \sigma_{X_i}$ .

Fonksiyon değişkenlerin ortalama değerlerine göre Taylor serisine açılır ve kısmi türevleri  $m_i$ ' lere göre değerlendirilirse,  $\partial g / \partial X_i = \partial g(\mathbf{X}) / \partial X_i$ .

$$Z = g(m_1, m_2, \dots, m_n) + \sum_{i=1}^n (X_i - m_i) (\partial g / \partial X_i) \\ + (1/2) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (X_i - m_i)(X_j - m_j) (\partial^2 g / \partial X_i \partial X_j) + \dots \quad (5.3)$$

$X_i$  ve  $X_j$ ' ler arasında korelasyon bulunmadığı; değişkenlerin istatistiksel anlamda bağımsız oldukları kabul edilerek açılımın yalnızca doğrusal terimleri gözönüne alınırsa; performans fonksiyonunun “doğrusallaştırılmış” birinci-aşama yaklaşık ifadesi elde edilir.

$$Z = g(m_1, m_2, \dots, m_n) + \sum_{i=1}^n (X_i - m_i) \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right) \quad (5.4)$$

Z 'nin birinci-aşama yaklaşık ortalama değeri şöyledir;

$$m_Z = E(Z) = E \left\{ g(m_1, m_2, \dots, m_n) + \sum_{i=1}^n (X_i - m_i) \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right) \right\} \\ = g(m_1, m_2, \dots, m_n) + \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right) E(X_i - m_i) \\ = g(m_1, m_2, \dots, m_n) + \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right) (m_i - m_i) \\ = g(m_1, m_2, \dots, m_n) \quad (5.5)$$

Z' nin birinci aşama yaklaşık varyansı;

$$\sigma_z^2 = \text{Var}(Z) = \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \quad (5.6)$$

Z' nin birinci-aşama standart sapması;

$$\sigma_z = \left\{ \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \right\}^{1/2} \quad (5.7)$$

olur. Yaklaşım, Taylor açılımının doğrusal olmayan terimleri gözönüne alınarak geliştirilebilir. İkinci-aşama yaklaşık ortalama değer açılımının ilk üç terimi kullanılarak belirlenebilir.  $X_i$  ve  $X_j$  arasında korelasyon olmadığı kabul edilirse bağıntı (5.8) elde edilir.

$$m_z = E(Z) = g(m_1, m_2, \dots, m_n) + (1/2) \sum_{i=1}^n (\partial^2 g / \partial X_i^2) \text{Var}(X_i) \quad (5.8)$$

Varyansın ikinci-aşama yaklaşık ifadesi bireysel değişkenlerin üçüncü ve dördüncü momentlerini içerir. Bireysel değişkenlere ilişkin bilgiler genellikle, ortalama değerler ve varyanslarla sınırlı olduğundan Z' nin ortalamasının (5.5) ya da (5.8) ve varyansının (5.6) bağıntılarıyla tahmin edilmesi uygundur.

Performans fonksiyonunun ortalama değeri ve varyansı belirlendikten sonra güvenilirlik indeksi hesaplanır, ve önceden de belirtildiği gibi fonksiyonun dağılımı normal kabul edilerek göçme ve kalıcılık olasılıkları belirlenir (Şekil 5.1).

$$\beta = m_z / \sigma_z \quad (5.9)$$

$$p_F = 1 - \Phi(\beta) \quad (5.10)$$

$$p_S = \Phi(\beta) \quad (5.11)$$

### Duyarlılık katsayısı

$\text{Var}(Z)$ ' ye ilişkin (5.6) bağıntısı,  $Z$  performans fonksiyonunun içerdiği her bir  $X_i$  rasgele değişkeninin, fonksiyonun varyansına/belirsizliğine katkıda bulunduğunu; katkının,  $X_i$ ' nin belirsizliğini ifade eden duyarlanma derecesi katsayısı  $(\partial g / \partial X_i)^2$  ve  $\text{Var}(X_i)$  ile orantılı olduğunu gösterir. Bir  $X_i$  değişkeni için (5.6) ifadesindeki  $(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i)$  katkısı öteki değişkenlerin katkısına göre küçükse  $X_i$  deterministik değişken kabul edilebilir.  $X_i$ ' nin toplam belirsizlik üzerindeki bağıl etkisi boyutsuz bir duyarlılık katsayısı ( $\alpha_i$ ) ile ifade edilebilir.

$$\begin{aligned}\alpha_i &= \left[ (\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) / \text{Var}(Z) \right]^{1/2} \\ &= (\partial g / \partial X_i) \sigma_i / \sigma_z\end{aligned}\quad (5.12)$$

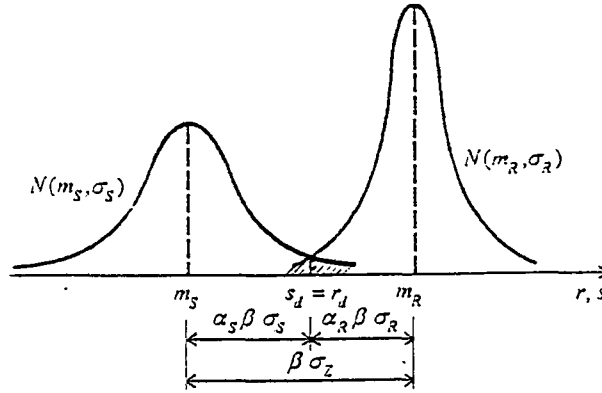
$\alpha_i, (\partial g / \partial X_i)$  teriminin işaretine bağlı olarak pozitif ya da negatif değer alır.  $\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1$ ' dir.  $\alpha_i \sigma_z = (\partial g / \partial X_i) \sigma_i$  yazılır ve  $\alpha_i \sigma_z$  terimlerinin kareleri toplanırsa bu hal gösterilmiş olur.  $\alpha_1^2 \sigma_z^2 + \dots + \alpha_n^2 \sigma_z^2 = (\partial g / \partial X_1)^2 \sigma_1^2 + \dots + (\partial g / \partial X_n)^2 \sigma_n^2 = \sigma_z^2$ . O halde (5.13) bağıntısı geçerlidir.

$$\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \dots + \alpha_n^2 = \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (5.13)$$

### Performans fonksiyonu değişkenlerinin tasarım değerleri

Ortalaması  $m_i$ , standart sapması  $\sigma_i$  ve duyarlılık katsayısı  $\alpha_i$  olan bir  $X_i$  rasgele değişkenin olasılık dağılımı normalse, belirli bir göçme olasılığı ve dolayısıyla  $\beta$  güvenilirlik indeksi için standart normal dağılım değişkeni  $s = -\alpha_i \beta$  olur ve değişkenin  $x_{id}$  tasarım değeri  $s = -\alpha_i \beta = (x_{id} - m_i) / \sigma_i$  ilişkisinden yararlanılarak belirlenebilir.

$$x_{id} = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i \quad (5.14)$$



Şekil 5.3  $Z=R-S$  performans fonksiyonu değişkenlerine ilişkin tasarım değerleri (Gündüz, 1996).

$\alpha_i$  katsayısı,  $(\partial g / \partial X_i) > 0$  için pozitif ve  $x_{id} = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i$  bulunur;  $(\partial g / \partial X_i) < 0$  için de  $x_{id} = m_i + \alpha_i \beta \sigma_i$  olur.  $Z=g(x_{1d}, x_{2d}, \dots, x_{nd})=0$  olgusu limit durumu belirtir. Herhangi bir  $X_i$  deterministik -belirsizliği olmayan- değişken kabul edilebiliyorsa, değişkenin tasarım değeri ortalama değerine eşit alınabilir. Buna örnek olarak  $Z=R-S$  performans fonksiyonunu ele alalım.  $R$  (mukavemet/kapasite) ve  $S$  (yük/istem) normal dağılımlı değişkenler ise,  $d$  alt indisi deterministik değişken olduğunu göstermek üzere  $r_d = m_R - \alpha_R \beta \sigma_R$ ,  $s_d = m_S + \alpha_S \beta \sigma_S$  olur ve tasarım güvencesi  $Z = g(r_d, s_d) = r_d - s_d \geq 0$  ya da  $r_d \geq s_d$  ile sağlanır (Şekil 5.3).

#### 5.4.2 Güvenilirlik indeksinin iterasyonla belirlenmesi

$Z=R-S$  performans fonksiyonu ele alınırsa  $R$ , mukavemet;  $S$ , yük ya da yük etkisi olmak üzere,  $Z>0$  güvenli durumu,  $Z<0$  göçme durumunu ve  $Z=0$  limit durumu tanımlar.

İndirgeme/dönüştürme için  $X'_i = (X_i - m_{X_i}) / \sigma_{X_i}$  işlemi yapılırsa değişkenler şöyle olur:

$$R' = (R - m_R) / \sigma_R \text{ ya da } R = m_R + \sigma_R R' \quad (5.15)$$

$$S' = (S - m_s) / \sigma_s \text{ ya da } S = m_s + \sigma_s S' \quad (5.16)$$

İndirgenmiş değişkenler sistemine göre, güvenli durum ve göçme durumu Şekil 5.4' de gösterilmiştir. Limit durum denklemi ( $Z=0$ ) indirgenmiş değişkenler türünden tanımlanabilir;

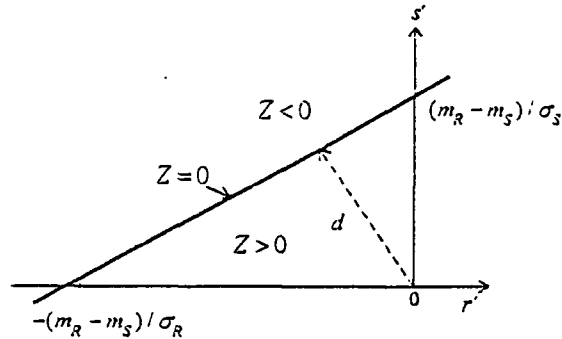
$$m_R - m_S + \sigma_R R' - \sigma_S S' = 0 \quad (5.17)$$

Bu denklem Şekil 5.4' de bir doğru çizgiyle betimlenmiştir;  $R' = 0$  için  $S' = (m_R - m_S) / \sigma_S$  ve  $S' = 0$  için  $R' = -(m_R - m_S) / \sigma_R$ 'dir. Şekil 5.4' den görüleceği gibi  $m_R$ ' nin büyümesi ve /veya  $\sigma_R$ ' nin küçülmesi, ve  $m_S$ ' nin ve/veya  $\sigma_S$ ' nin küçülmesi güvenli bölgenin büyümesini sağlar.

Doğrusal göçme çizgisinin sistemin orijininin ( $0$  noktası) uzaklığı,  $d$ , güvenilirliğin bir ölçüsü olur. Bu uzaklık analitik geometri kurallarına göre belirlenebilir;

$$d = (m_R - m_S) / (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2} \quad (5.18)$$

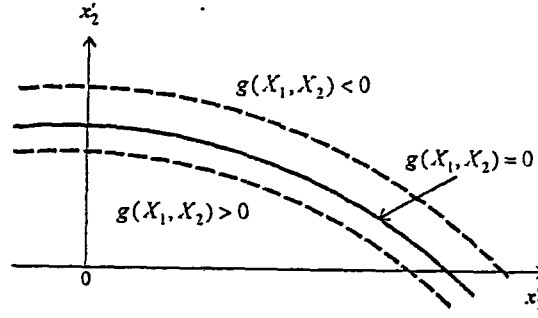
Mukavemetin ve yükün normal dağılımlı olması halinde anılan uzaklık, güvenilirlik indeksine eşit olur;  $d = \beta$ . Dolayısıyla güvenilirlik  $p_S = \Phi(d)$  bulunur.



Şekil 5.4 İndirgenmiş değişkenler sistemi (Gündüz, 1996).

Performans fonksiyonunun  $Z=g(\mathbf{X})=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$  genel biçimi için korelasyonsuz indirgenmiş değişkenler takımı (5.19) bağıntısı ile ifade edilebilir.

$$X'_i = (X_i - m_{x_i}) / \sigma_{x_i}; \quad i=1, 2, \dots, n \quad (5.19)$$



Şekil 5.5 İndirgenmiş değişkenler sisteminde güvenli ve güvensiz bölgeler (Gündüz, 1996).

Genel olgudaki güvenli ve göçme durumlarına ilişkin bölgeler indirgenmiş değişkenler uzayında, limit-durum denkleminin temsil ettiği “ $Z=0$  sınır yüzey” ile birbirinden ayrılırlar. İki değişkenli bir olgu için güvenli ve göçme durumları Şekil 5.5’ de sırasıyla  $g(X_1, X_2) > 0$  ve  $g(X_1, X_2) < 0$  ile gösterilmiştir.

Genel olgu için limit durum denklemi indirgenmiş değişkenlere,  $X'_i$ , göre şöyle ifade edilebilir.

$$g(m_{x_1} + \sigma_{x_1} X'_1, \dots, m_{x_n} + \sigma_{x_n} X'_n) = 0 \quad (5.20)$$

Şekil 5.5’ den görüleceği gibi limit durum yüzeyinin/göçme yüzeyinin,  $g(\mathbf{X})=0$ , orijinden uzaklaşması ya da yaklaşması; güvenli bölgenin büyümesine ya da küçülmesine yolaçar. Bu nedenle, göçme yüzeyinin indirgenmiş değişkenlerin orijinine göre bağıl konumu, sistemin güvenliğini ya da güvenilirliğini belirler. Göçme yüzeyinin konumu, yüzeyin,  $g(\mathbf{X})=0$ , indirgenmiş değişkenlerin orijinine olan minimum uzaklığıyla belirlenebilir. İndirgenmiş değişkenler sisteminin orijinine minimum uzaklıktaki ve göçme yüzeyi



$$D=(X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2)^{1/2} = (X^t X')^{1/2} \quad (5.21)$$

Göçme yüzeyi üzerinde ve orijinden minimum uzaklıkta bulunan  $\mathbf{x}^*=(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$  noktası, hem D fonksiyonunu minimum yapmalı hem de  $g(\mathbf{X})=0$  koşulunu sağlamalıdır. O halde sorun,  $g(\mathbf{X})=0$  kısıtlayıcı koşullu D fonksiyonunun “bağıl minimumunun” belirlenmesidir. Bu amaç için “Lagrange çarpanlar yöntemi” kullanılmıştır. Yönteme ilişkin fonksiyon şöyledir;

$$L=D+\lambda g(\mathbf{X}) \text{ ya da } L=(X^t X')^{1/2} + \lambda g(\mathbf{X}) \quad (5.22)$$

$\lambda$ , Lagrange çarpanı  $\mathbf{X}=(X_1, X_2, \dots, X_n)$  den bağımsızdır. L, skaler olarak da ifade edilebilir;

$$L=(X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2)^{1/2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5.23)$$

Buradaki  $X_i$  değerleri bağıntı (5.19)' dan elde edilen  $X_i = m_{x_i} + \sigma_{x_i} X_i'$  değerleridir.

L' nin minimum olması için şu koşullar gerçekleşmelidir.

$$\frac{\partial L}{\partial X_i'} = \frac{X_i'}{(X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2)^{1/2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X_i'} = 0; \quad i=1,2,\dots,n \quad (5.24)$$

$$\partial L / \partial \lambda = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (5.25)$$

Yukarıdaki (n+1) bilinmeyenli (n+1) denklemden oluşan denklem takımı çözümlenerek indirgenmiş değişkenler sistemine ilişkin en olası göçme noktası  $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$  belirlenebilir (Şekil 5.6).

G gradyan vektör,  $G = \left( \frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right)$ , gözönüne alınıp;  $\partial g / \partial X'_i$  terimleri

$X_i = m_{xi} + \sigma_{xi} X'_i$  ilişkisinden yararlanılarak belirlenmek istenirse  $\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{dX_i}{dX'_i}$  ve

$\frac{dX_i}{dX'_i} = \sigma_{xi}$  olduğu için  $\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i}$  elde edilir. Böylece (5.24) denklem takımının

matris gösterimi;  $\frac{X'}{(X'^t X')^{1/2}} + \lambda G = 0$  olarak bulunur. Bu ifade  $X'$  için yazılırsa (5.26)

halini alır.

$$X' = -\lambda DG \quad (5.26)$$

$X'$  ' nün bu değerine göre (5.21) bağıntısı,  $D = \left[ (\lambda DG^t)(\lambda DG) \right]^{1/2} = \lambda D(G^t G)^{1/2}$ , şeklinde yazılabilir. Böylece  $\lambda = (G^t G)^{-1/2}$ , dır.  $\lambda'$  nın bu değeri (5.26) bağıntısında yerine konulursa (5.27) ifadesi elde edilir.

$$X' = \frac{-GD}{(G^t G)^{1/2}} \quad (5.27)$$

Bu bağıntının iki tarafı  $G^t$  ile çarpılırsa,  $G^t X' = \frac{-(G^t G)D}{(G^t G)^{1/2}} = -(G^t G)^{1/2} D$ , bulunur.

Öyleyse D aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$D = \frac{-G^t X'}{(G^t G)^{1/2}} \quad (5.28)$$

(5.27) bağıntısından görüleceği gibi  $X'$ , (5.24) denklem takımı çözülerek D bilinmeyişi türünden bulunmuştur. Şu halde, (5.27) ve (5.25) bağıntıları birlikte çözülerek bilinmeyişi D olan tek bir denklem elde edilebilir, ve bu denklemin çözülmesiyle de minimum uzaklık,  $d_{\min} = \beta$ , belirlenebilir (Şekil 5.6).

$$\beta = \frac{-G^{*t} X'^{*}}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (5.29)$$

Burada  $G^*$ ,  $G^* = \left( \frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right)_*$ , en olası göçme noktasındaki gradyan vektördür;

(5.29) bağıntısının skaler gösterimi aşağıdadır.

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^n x'_i \left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*^2 \right]^{1/2}} \quad (5.30)$$

Bağıntıdaki  $(\partial g / \partial X'_i)_*$  kısmi türevleri, en olası göçme noktasına  $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$  göre değerlendirilir. Göçme yüzeyi üzerindeki en olası nokta; (5.27) bağıntısındaki D yerine (5.30) bağıntısıyla belirli  $d_{\min} = \beta$  konularak belirlenebilir.

$$X'^{*} = \frac{-G^* \beta}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (5.31)$$

$X'^{*}$  vektörü bileşenlerinin skaler biçimi şöyledir;

$$x'_i = -\alpha_i \beta; \quad i=1,2,\dots,n \quad (5.32)$$

$$\alpha_i = \frac{\left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*^2 \right]^{1/2}} \quad (5.33)$$

$\alpha_i^*$ 'ler, indirgenmiş değişkenler sistemine ilişkin boyutsuz duyarlılık katsayıları olup  $\beta$ 'nin  $x_i'$  eksenlerine göre doğrultu kosinüsleridir ve önceden belirtildiği gibi karelerinin toplamı bir'e eşittir;

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^{*2} = 1 \quad (5.34)$$

### Birinci-aşama yaklaşım

Güvenilirlik indeksini veren (5.30) bağıntısı:  $Z=g(\mathbf{X})=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$  performans fonksiyonunun, göçme yüzeyi üzerinde bulunan ve  $g(\mathbf{x}^*) = 0$  olan  $\mathbf{x}^*$  noktasına göre Taylor serisine açılması, ve bu açılımın yalnızca doğrusal terimlerinin gözönüne alınmasıyla da belirlenebilir.  $Z$ 'nin Taylor açılımı şöyledir;

$$\begin{aligned} Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (\partial g / \partial X_i)_* \\ + (1/2) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) (\partial^2 g / \partial X_i \partial X_j)_* + \dots \end{aligned} \quad (5.35)$$

Kısmi türevler  $\mathbf{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$  noktasına göre değerlendirilir.  $\mathbf{x}^*$  noktası göçme yüzeyi üzerinde bulunduğu için  $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$  olur. Performans fonksiyonunun **birinci-aşama yaklaşım** ifadesi açılımın sadece doğrusal terimleri gözönüne alınarak elde edilebilir;

$$Z \cong \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (\partial g / \partial X_i)_* \quad (5.36)$$

Bağıntıdaki  $(X_i - x_i^*)$  terimi,  $X_i - x_i^* = (m_{x_i} + \sigma_{x_i} X_i') - (m_{x_i} + \sigma_{x_i} x_i'^*) = \sigma_{x_i} (X_i' - x_i'^*)$  ve  $(\partial g / \partial X_i)_*$  terimi ise,  $\partial g / \partial X_i = (\partial g / \partial X_i') (dX_i' / dX_i)$  olarak ifade edilebilir.

$X_i = m_{x_i} + \sigma_{x_i} X'_i$  için  $(dX_i / dX'_i) = \sigma_{x_i}$  ' dir ve böylece  $\partial g / \partial X_i = (1 / \sigma_{x_i})(\partial g / \partial X'_i)$  bulunur. Şu halde;

$$Z \cong \sum_{i=1}^n (X'_i - x'_i)^* (\partial g / \partial X'_i)_* \quad (5.37)$$

'dir. Bu bağıntı,  $Z \cong \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_* X'_i - \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_* x'_i$  , şekilde yazılabilir. Böylece Z' nin ortalama değeri,  $m_Z \cong \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_* E(X'_i) - \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_* x'_i$  ve  $E(X'_i) = 0$  olduğu için bağıntı (5.38) ile; ve varyansı,  $\text{Var}(Z) = \sigma_Z^2 \cong \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_*^2 \text{Var}(X'_i) - 0$  ve  $\text{Var}(X'_i) = 1$  olduğu için bağıntı (5.39) ile belirlenebilir.

$$m_Z \cong - \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_* x'_i \quad (5.38)$$

$$\sigma_Z^2 \cong \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_*^2 \quad (5.39)$$

Şu halde;

$$m_Z / \sigma_Z = \frac{- \sum_{i=1}^n x'_i (\partial g / \partial X'_i)_*}{\left[ \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X'_i)_*^2 \right]^{1/2}} \quad (5.40)$$

'dir ve (5.40) ile (5.30) bağıntısı özdeştir. Böylece  $m_Z / \sigma_Z$  oranı, gene indirgenmiş değişkenler sisteminde, göçme yüzeyi üzerindeki  $x'_i$  noktasından geçen teğet düzlemin orijine uzaklığına eşittir (Şekil 5.6). Bu oran göçme yüzeyinin, indirgenmiş değişkenler sisteminin orijinine olan minimum uzaklığıdır. Şu halde güvenilirlik indeksi şöyledir;

$$\beta = m_z / \sigma_z \quad (5.41)$$

Birinci-aşama yaklaşımda  $m_z$  ve  $\sigma_z$  değerlerinin göçme yüzeyi,  $g(\mathbf{X})=0$ , üzerindeki bir noktaya göre belirlenmesine özen gösterilmelidir. 5.4.1 bölümde  $m_z$  ve  $\sigma_z$  değerleri, performans fonksiyonu değişkenlerinin ortalama değerleri esas alınarak belirlenmişti. Ortalama değerlere göre yapılan anılan belirleme çözümü kolaylaştırır. Fakat, performans fonksiyonu doğrusal olmadığı zaman bu çözüm sonucu belirlenen  $m_z / \sigma_z$  oranı, düzlemsel olmayan göçme yüzeyinin indirgenmiş değişkenler sisteminin orijinine olan minimum uzaklığı olmayabilir.

Ayrıca, tasarım temel değişkenlerinin ortalama değerlerine göre birinci-aşama yaklaşımla belirlenen  $\beta$  değeri, belirli bir yapısal sistem için tanımlanan eşdeğer limit durumlara bağlı olarak değişir. Bunu göstermek amacıyla R mukavemet ve S yük etkisi için ( $R-S=0$ ) limit durumu **I.durum**, ve ( $R/S=1$ ) limit durumu da **II.durum** olarak adlandırılın. Birinci durum için performans fonksiyonu  $Z=R-S$  olur;  $R-S>0$  güvenli durumu,  $R-S=0$  göçme yüzeyini ve  $R-S<0$  göçme olgusunu gösterir. Performans fonksiyonu olasılık dağılımı normal kabul edilirse;  $p_s = P[(R - S) > 0] = \Phi(m_z / \sigma_z) = \Phi(\beta)$ . İkinci durum için performans fonksiyonu  $Z=(R/S)-1$ , güvenli durum  $(R/S)-1>0$ , göçme yüzeyi  $(R/S)-1=0$ , göçme olgusu  $(R/S)-1<0$  ve  $p_s = P[(R / S) - 1 > 0] = \Phi(m_z / \sigma_z) = \Phi(\beta)$  olur. I. ve II. durumlar için  $m_z$  ve  $\sigma_z$  değerleri (5.5) ve (5.7) bağıntılarıyla belirlenerek bu durumlara ilişkin  $\beta$  değerleri bulunabilir.

I. durum için;  $m_z = m_R - m_S$ ;  $\sigma_z = (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}$ , dir ve  $\beta_I = (m_R - m_S) / (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}$  olarak bulunur.

II. durum için;  $m_z = (m_R - m_S) / m_S$ ;  $\sigma_z = (m_S^2 \sigma_R^2 + m_R^2 \sigma_S^2)^{1/2} / m_S$ , dir ve  $\beta_{II}$ ,  $\beta_I$  'den farklı,  $\beta_{II} = m_S (m_R - m_S) / (m_S^2 \sigma_R^2 + m_R^2 \sigma_S^2)^{1/2}$ , bulunur.

Eşdeğer limit durumlara göre belirlenen güvenilirlik indekslerinin ve dolayısıyla göçme risklerinin bu farklılığı, birinci-aşama yaklaşım göçme yüzeyi üzerindeki bir noktaya göre gerçekleştirilerek ortadan kaldırılabilir.

#### 5.4.2.1 Doğrusal performans fonksiyonları

Bu altbölümde performans fonksiyonlarının doğrusal olduğu özel durumlar incelenecektir. Pratikte bu özel durumlara ender rastlanmaktadır. Yapısal sistemlerin ya da elemanların performans fonksiyonları çoğu kez doğrusal değildir. Doğrusal olmayan olguların çözümüyle ilgili tüm esaslar doğrusal olgular için de geçerlidir. Çözümü kolay olan doğrusal olgu, 5.4.2.3 bölümde incelenecek doğrusal olmayan performans fonksiyonlarının doğrusallaştırılmasında belirli yönleriyle esas alınabilir.

Bir doğrusal performans fonksiyonu  $a_0$  ve  $a_i$ ' ler ( $i=1,2,\dots,n$ ) sabit sayılar olmak üzere

$Z = g(X) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i$ , şekilde tanımlanırsa; limit durum denklemi şöyle olur;

$$a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i = 0 \quad (5.42)$$

İndirgenmiş değişkenler sistemine göre limit-durum denklemi aşağıdadır;

$$a_0 + \sum_{i=1}^n a_i (m_{X_i} + \sigma_{X_i} X'_i) = 0 \quad (5.43)$$

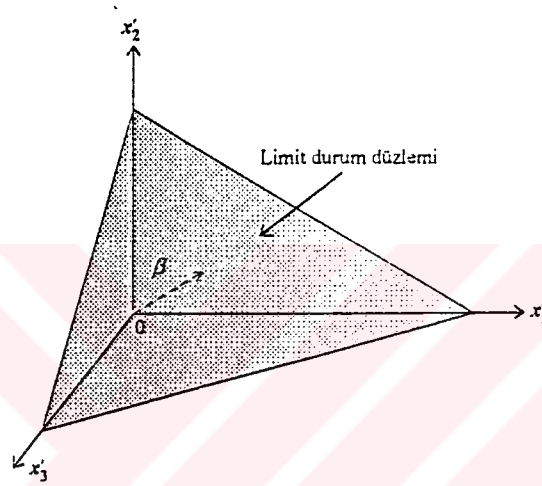
Örneğin,  $a_0 + a_1(m_{X_1} + \sigma_{X_1} X'_1) + a_2(m_{X_2} + \sigma_{X_2} X'_2) + a_3(m_{X_3} + \sigma_{X_3} X'_3) = 0$  üç değişkenli bir performans fonksiyonu için limit-durum denklemini gösterir.

$x'_1, x'_2, x'_3$  uzayında bu denklemin tanımladığı limit-durum yüzeyi (düzlem) Şekil 5.7' de gösterilmiştir.

Analitik geometriden yararlanılarak göçme düzleminin indirgenmiş değişkenler ( $X'$ ) sisteminin orijinine uzaklığı belirlenebilir.

$$\beta = \left( a_0 + \sum_{i=1}^n a_i m_{X_i} \right) / \left[ \sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i})^2 \right]^{1/2} \quad (5.44)$$

(5.44) bağıntısı, (5.30) bağıntısıyla doğrudan elde edilebilir.



Şekil 5.7  $x'_1, x'_2, x'_3$  uzayında düzlemsel limit-durum yüzeyi (Gündüz, 1996).

$X_1, X_2, \dots, X_n$  gibi  $n$  sayıda korelasyonsuz normal değişken için ortalama değer  $m_Z = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i E(X_i) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i m_{X_i}$ , varyans  $\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n a_i^2 \text{Var}(X_i) = \sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i})^2$  ile ifade edilebilir. Böylece güvenilirlik (5.45) bağıntısıyla belirlenebilir;

$$p_s = \Phi(m_Z / \sigma_Z) = \Phi \left\{ \left( a_0 + \sum_{i=1}^n a_i m_{X_i} \right) / \left[ \sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i})^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (5.45)$$

(5.44) ve (5.45) bağıntıları karşılaştırılırsa, (5.45) bağıntısındaki büyük parantez içindeki terimin  $\beta$  ya eşit olduğu görülür. Olasılık  $p_s$  gene,  $g(\mathbf{X})=0$  göçme düzleminin indirgenmiş

değişkenlerin orijinine uzaklığının fonksiyonu olarak bulunmuştur. Şu halde, korelasyonsuz normal değişkenlerle ilgili genel olgu için kalıcılık olasılığı şöyledir;

$$p_s = \Phi(\beta) \quad (5.46)$$

#### 5.4.2.2 Eşdeğer normal dağılımlar

Bir  $Z=g(\mathbf{X})$  performans fonksiyonunun içerdiği  $X_1, X_2, \dots, X_n$  rasgele değişkenlerinin olasılık dağılımları normal değilse,  $p_F$  ve  $p_S$  olasılıkları “Rosenblatt dönüştürümü” ile elde edilen **eşdeğer normal dağılımlar** kullanılarak belirlenebilir. Normal dağılımlı değişkenlerle ilgili  $p_S$  olasılığının belirlenmesi için yapılan işlemler eşdeğer normal dağılımlar için de geçerlidir.

Normal olmayan dağılıma ve buna karşılık gelen eşdeğer normal dağılıma ilişkin birikimli olasılıkların ve olasılık yoğunluklarının, göçme yüzeyi üzerinde bulunan uygun bir  $x_i^*$  noktasındaki ordinatlarının eşitliği esasına dayanılarak, olasılık dağılımı normal olmayan bir bireysel değişken için eşdeğer normal dağılım belirlenebilir.

Birikimli olasılıklar  $x_i^*$  göçme noktasında eşitlenerek (5.47) bağıntısı yazılır;

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - m_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (5.47)$$

Burada  $m_{X_i}^N$  ve  $\sigma_{X_i}^N$ ;  $X_i$  değişkeninin eşdeğer normal dağılımına ilişkin ortalama değeri ve standart sapmasıdır.  $F_{X_i}(x_i^*)$ ;  $X_i$  değişkeninin orijinal birikimli dağılım fonksiyonunun  $x_i^*$

noktası için belirlenen değeri,  $\Phi(\cdot)$ ;  $-\Phi(s) = (2\pi)^{-0.5} * \int_{-\infty}^{+\infty} \exp(-0.5 * s^2)$  - standart normal

dağılıma ilişkin birikimli dağılım fonksiyonudur -bu dağılıma ilişkin değerler Ek 23’ de verilmiştir- ve (5.47) bağıntısı gereği  $m_{X_i}^N$  şöyledir;

$$m_{x_i}^N = x_i^* - \sigma_{x_i}^N \Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)] \quad (5.48)$$

Yine ilgili olasılık yoğunluk ordnatlarının  $x_i^*$  noktasındaki eşitliğinden (5.49) yazılır;

$$(1 / \sigma_{x_i}^N) \phi\left(\frac{x_i^* - m_{x_i}^N}{\sigma_{x_i}^N}\right) = f_{x_i}(x_i^*) \quad (5.49)$$

$\phi(\cdot)$ ;  $-\phi(s) = (2\pi)^{-0.5} * \exp(-0.5 * s^2)$ - standart normal dağılıma ilişkin olasılık yoğunluk fonksiyonudur ve (5.48) ile (5.49) bağıntılarından  $\sigma_{x_i}^N$  şöyle ifade edilebilir;

$$\sigma_{x_i}^N = \frac{\phi\left\{\Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)]\right\}}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (5.50)$$

Performans fonksiyonunun doğrusal olması halinde, göçme yüzeyi üzerinde bulunan  $x_i'^*$  noktasını belirleyen (5.32) bağıntısındaki  $\alpha_i$  doğrultu kosinüsleri/duyarlılık katsayıları (5.33) bağıntısı gereği şöyle bulunur;

$$\alpha_i = a_i / \left(\sum_{i=1}^n a_i^2\right)^{1/2} \quad (5.51)$$

Güvenilirlik indeksi (5.44) bağıntısından elde edilir;

$$\beta = (a_o + \sum_{i=1}^n a_i m_{x_i}^N) / \left[\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i}^N)^2\right]^{1/2} \quad (5.52)$$

Böylece göçme noktası için şu eşitlik yazılmıştır;

$$x_i^* = m_{x_i}^N + \sigma_{x_i}^N x_i'^* = m_{x_i}^N - \alpha_i \beta \sigma_{x_i}^N \quad (5.53)$$

Özetle orijinal (fiili) dağılımın normal dağılıma dönüştürülmesi, orijinal ortalama değerin ve standart sapmanın da ilgili eşdeğer dağılımın ortalama değerine ve standart sapmasına dönüştürülmesini gerektirir. Bu dönüştürüm (5.48) ve (5.50) bağıntılarıyla yapılır. Sonra, belirlenen  $m_{xi}^N$  ve  $\sigma_{xi}^N$  değerleri kullanılarak (5.52) bağıntısıyla  $\beta$  güvenilirlik indeksi hesaplanır ve  $p_s = \Phi(\beta)$  olasılığı belirlenir.

### Lognormal dağılıma eşdeğer normal dağılım

Bir X değişkenine ilişkin lognormal dağılım için  $\ln X$ ' in ortalaması ve standart sapması; birikimli olasılık ve olasılık yoğunluk fonksiyonları sırasıyla (5.54), (5.55), (5.56) ve (5.57) bağıntılarıyla belirlidir.

$$\lambda_x = \ln m_x - 0.5\zeta_x^2 \quad (5.54)$$

$$\zeta_x^2 = \ln(1 + \sigma_x^2 / m_x^2) \quad (5.55)$$

$$F_x(X) = \Phi\left(\frac{\ln x - \lambda_x}{\zeta_x}\right) \quad (5.56)$$

$$f_x(X) = (1 / x\zeta_x) \phi\left[\frac{\ln x - \lambda_x}{\zeta_x}\right] \quad (5.57)$$

Bu ifadeler (5.50) ve (5.48) bağıntılarında yazılırsa eşdeğer normal dağılımın standart sapması ve ortalama değeri (5.58) ve (5.59) olarak bulunur;

$$\sigma_x^N = x^* \zeta_x \quad (5.58)$$

$$m_x^N = x^* (1 - \ln x^* + \lambda_x) \quad (5.59)$$

### Tip I asimptotik dağılıma eşdeğer normal dağılım

En büyük değer için Tip I asimptotik dağılımlı bir  $X$  değişkenine ilişkin ölçek ve yer parametreleri; birikimli olasılık ve olasılık yoğunluk fonksiyonları sırasıyla aşağıdaki ifadelerle belirlidir. Eşdeğer normal dağılıma ilişkin  $m_x^N$  ve  $\sigma_x^N$  değerleri bu bağıntılar ile (5.48) ve (5.50) bağıntıları kullanılarak belirlenebilir.

$$\alpha_x = \pi / (\sigma_x \sqrt{6}) \quad (5.60)$$

$$u_x = m_x - (0.577 / \alpha_x) \quad (5.61)$$

$$F_x(X) = \exp\left[-e^{-\alpha_x(m_x - u_x)}\right] \quad (5.62)$$

$$f_x(X) = \alpha_x \exp\left[-\alpha_x(m_x - u_x) - e^{-\alpha_x(m_x - u_x)}\right] \quad (5.63)$$

#### 5.4.2.3 Doğrusal olmayan performans fonksiyonları

Doğrusal olmayan performans fonksiyonu,  $g(X)$ , için limit-durum denklemi de Şekil 5.2 ve 5.6' da gösterildiği gibi doğrusal değildir. Bu nedenle, doğrusal olgunun aksine, göçme yüzeyinden indirgenmiş değişkenler sisteminin orijinine “tek” bir uzaklık yoktur.

5.4 bölümünde, indirgenmiş değişkenler sisteminin orijinine minimum uzaklıkta ve göçme yüzeyi üzerinde bulunan  $x^*$  noktasının “en olası göçme noktası” olduğunu belirtmiştik. Anılan noktadan geçen ve gerçek göçme yüzeyine teğet olan “göçme düzlemi” (Şekil 5.2 ve 5.6), gerçek göçme yüzeyine “yaklaştırım” yapılmasında kullanılabilir ,yani, göçme yüzeyi doğrusallaştırılabilir. Sonra, gereken güvenilirlik indeksi ve dolayısıyla kalıcılık olasılığı, doğrusal olgu için 5.4.2.1 bölümde açıklanan çözüm yoluna benzer yol izlenerek belirlenebilir. Gerçek göçme yüzeyinin orijine göre konveks ya da konkav olması, Şekil 5.2' den ve 5.6' dan görüleceği gibi, yaklaştırımın (göçme düzlemi) güvenli ya da güvensiz bölgede kalmasına neden olur.

Söz konusu  $\mathbf{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$  noktasındaki teğet düzlemin denklemi şöyledir;

$$\sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (\partial g / \partial X_i)_* = 0 \quad (5.64)$$

Bağıntıdaki kısmi türevler  $\mathbf{x}^*$  noktasına göre değerlendirilir.

Anılan yaklaşımda, indirgenmiş değişkenler sisteminin orijininden “minimum” uzaklıkta bulunan teğet düzlem, güvenilirlik indeksi için esas alınabilir ve güvenilirliğin belirlenmesinde kullanılabilir. Ancak doğrusal olmayan olguda, göçme yüzeyi üzerindeki  $\mathbf{x}^*$  teğet noktası, önceden bilinen bir nokta değildir. Bu yüzden teğet düzlem belirsizdir. Dolayısıyla gereken güvenilirlik indeksinin belirlenmesi, 5.4.2.1 bölümde açıklanan doğrusal olgudaki kadar basit değildir.

Doğrusal olmayan olguda göçme yüzeyi üzerindeki  $\mathbf{x}^*$  teğet noktası, 5.4.2 bölümde açıklanan “Lagrange çarpanlar yöntemi” ile belirlenebilir. Anılan bölümdeki ilgili sonuçlar şöyle özetlenebilir:

(1) En olası göçme noktasını belirten  $\mathbf{x}^*$  vektörünün bileşenleri (5.32) bağıntısıyla saptanır.

(2)  $\alpha_i^*$  doğrultu kosinüsleri/duyarlılık katsayıları (5.33) bağıntısıyla hesaplanır.

(3) Kısmi türevler  $\mathbf{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$  için değerlendirilir. Şu halde bir  $X_i$  değişkeninin tasarım değeri şöyledir;

$$x_i^* = m_{X_i} + \sigma_{X_i} \alpha_i^* \beta \quad (5.65)$$

(4) Güvenilirlik indeksi  $\beta$ ,  $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$  limit-durum denklemi çözülerek bulunur.

### Sayısal algoritma

Buraya dek anlatılanlar ışığında güvenilirlik indeksinin aşağıdaki algoritmayla belirlenmesi uygun olacaktır. Sayısal uygulamalarda göçme riski bu algoritma izlenerek belirlenmiştir.

(1)  $x_i^*$ ' ler ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) için başlangıç değerleri kabul edilerek  $x_i'^*$  değerleri hesaplanır. Başlangıç değerleri olarak değişkenlerin ortalama değerleri alınabilir.

(2)  $x_i^*$  için  $(\partial g / \partial X_i^*)_*$  ve  $\alpha_i^*$  değerleri belirlenir.

(3)  $x_i^* = m_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta$  bağıntıları oluşturulur.

(4) (3)' te  $\beta$  türünden elde edilen  $x_i^*$  değerleri,  $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$  limit-durum denkleminde yerlerine konular ve denklem çözülerek  $\beta$  belirlenir.

(5) Bulunan  $\beta$  değerleri kullanılarak  $x_i'^* = -\alpha_i^* \beta$  yeniden hesaplanır.

(6) (2)' den (5)' e kadar olan aşamalar, bulunan  $\beta$  değerlerinde yakınsaklık sağlanana dek yinelenir.

#### 5.4.3 Performans fonksiyonu değişkenlerinin tasarım değerleri

Performans fonksiyonu değişkenlerinin tasarım değerleri  $Z = g(x_{1d}, x_{2d}, \dots, x_{nd}) = 0$  limit-durumunun belirleyicisi olduğu için önemlidir ( $x_{id} = x_i^*$ ).

#### Performans fonksiyonu doğrusalsa

Performans fonksiyonu doğrusal, değişkenleri istatistiksel bağımsız ve normal dağılımlı ise; fonksiyonun ortalama değeri ve varyansı sırasıyla (5.66) ve (5.67) bağıntılarıyla belirlenebilir. Performans fonksiyonunun doğrusal olması olgusunda  $\beta = m_z / \sigma_z$  değeri

“kesin” olarak bulunur.  $\alpha_i$  duyarlılık katsayıları (5.12) ve değişkenlerin tasarım değerleri (5.14) bağıntılarıyla belirlenir. Daha önce belirtildiği gibi herhangi bir  $X_i$  değişkeni deterministik değişken kabul edilebiliyorsa, değişkenin tasarım değeri ortalama değerine eşit alınabilir ( $X_{id} \cong m_{Xi}$ ). Performans fonksiyonu değişkenlerinin bir bölümü ya da tamamı normal dağılımlı değilse, bu değişkenler normale dönüştürülerek hesap yapılabilir.

$$m_z = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i m_{Xi} \quad (5.66)$$

$$\sigma_z^2 = \sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{Xi})^2 \quad (5.67)$$

### Performans fonksiyonu doğrusal değilse

Performans fonksiyonunun doğrusal olmaması halinde, pratik amaçlar için, 5.4.1 bölümde açıklanan yol izlenerek güvenilirlik indeksinin yaklaşık değeri elde edilebilir. Değişkenlerin tasarım değerleri doğrusal durumdaki gibi belirlenebilir. Ancak duyarlı sonuçlar isteniyorsa,  $\beta$  güvenilirlik indeksi 5.4.2 bölümde açıklanan yol izlenerek - iterasyonla- belirlenmelidir. Bu gibi olgularda bir  $X_i$  değişkeninin tasarım değeri (5.65) bağıntısıyla hesaplanır.

### 5.5 Birinci Düzey Yaklaşımı

Beton yapıların limit durumlara göre tasarımında yapısal güvenliğin **kısmi güvenlik katsayısı yaklaşımı** ile sağlanması JCSS sınıflandırmasına göre “birinci-düzey” dedir; yarı-olasılıksaldır. Güvenlik elemanları; tasarım temel değişkenleri olan malzeme mukavemetleri ve yüklere ilişkin kısmi güvenlik katsayıları ile karakteristik değerler için kabul edilen güvenilirliklerdir. Tasarımda göçme riski hesaplanmamakta, riskin, kısmi güvenlik katsayılarının belirlenmesinde kabul edilen düzeyde olduğu varsayılmaktadır.

## 6. SAYISAL UYGULAMALAR ve BELİRLEMELER

Bu bölümde konu ile ilgili sayısal örneklere yer verilmiştir.

### Örnek 6.1

Yatay yükler etkisindeki yapısal sistemlerin, kiriş veya kolon elemanlarından hangisinin güçlü tasarlanmasıyla optimum tasarım sağlanacağını, mekanizma yöntemini kullanarak belirleyelim.

Bu amaçla yatay P yükü etkisindeki tek gözlü çerçeve için (Şekil 6.1), bir kez kiriş moment kapasitesi bir kez de kolon moment kapasitesi büyük alınarak çözüm yapılmıştır. Güçlü kiriş sistemi (Şekil 6.1a~d), P yükü dolayısıyla,  $\delta = \theta \ell$  yatay yer değiştirmesi yapmaktadır. Dış iş  $W_D = P\theta \ell$ ; iç iş  $W_I = 4M_p\theta$  dir ve böylece  $P_{lim} = 4M_p/\ell$  ' dir. Güçlü kolon sistemi için (Şekil 6.1e~h)  $\delta = \theta \ell$ ;  $W_D = P\theta \ell$ ;  $W_I = 2M_p\theta + 2 \cdot 1.5M_p\theta = 5M_p\theta$  ve  $P_{lim} = 5M_p/\ell$  ' dir. İki durumda da kesitlerin moment taşıma kapasitesi aşılmamıştır (Şekil 6.1d ve h). Görüldüğü gibi güçlü kolon tasarımı durumunda sistemin taşıyabileceği yük artmıştır.

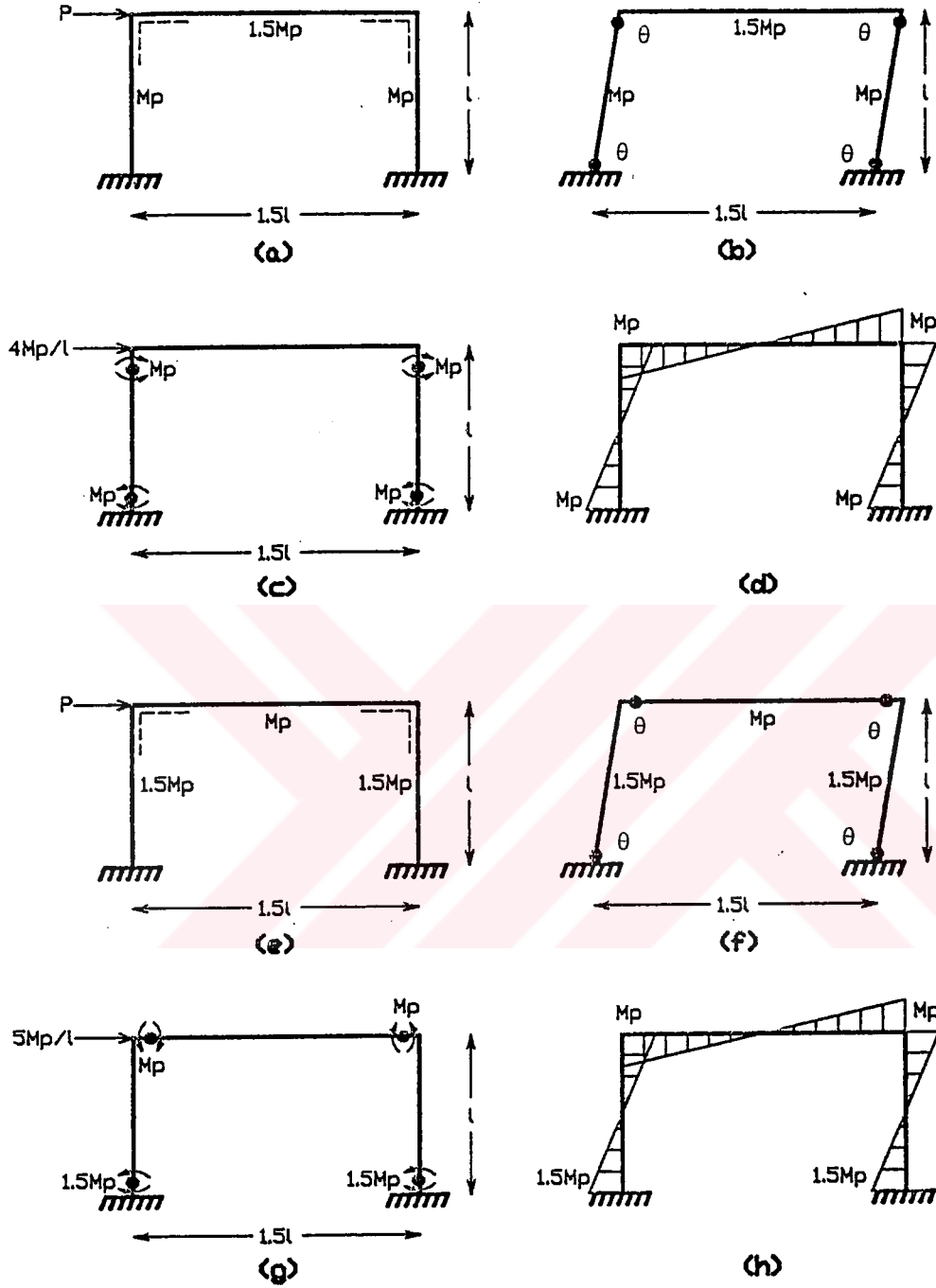
$M_p$  kesitli elemanın birim boy fiyatı X olmak üzere iki durumdaki maliyetleri bulalım.

$$(I) (2 \cdot M_p \ell + 1.5M_p \cdot 1.5 \ell)X = 4.25P \ell X \text{ (güçlü kiriş hali)}$$

$$(II) (2 \cdot 1.5M_p \ell + M_p \cdot 1.5 \ell)X = 4.5P \ell X \text{ (güçlü kolon hali)}$$

$$II.P_{lim}/I.P_{lim} = 5/4 = 1.25 (= \%25) > II.Maliyet/I.Maliyet = 4.5/4.25 = 1.06 (= \%6)$$

Güçlü kolon tasarımı halinde, sistemin taşıyabileceği yük ve maliyet artmaktadır. Limit yükün artması mukavemetin artmasının sonucudur ve bu arzulanan bir haldir. Maliyet artışı istenmeyen bir durum olmasına karşın mukavemet artışının %25'i dolaylarında olduğundan göze alınabilir. Bu yüzden yapıların kolonlar güçlü olacak şekilde tasarlanması uygun bir yaklaşım olarak kabul edilebilir.



**Şekil 6.1** Güçlü kiriş sistemi için; (a) Kapasite ve yükleme; (b) Göçme mekanizması; (c) Limit yük ve plastik mafsallı momentleri; (d) Plastik momentler dağılımı; Güçlü kolon sistemi için; (e) Kapasite ve yükleme; (f) Göçme mekanizması; (g) Limit yük ve plastik mafsallı momentleri; (h) Plastik momentler dağılımı.

### Örnek 6.2

Gerçek yapılar, düşey yayılı yükler ve yatay yük -deprem ya da rüzgar- etkilerine maruz kalırlar. Yatay kuvvetlerin katlar hizasında etkideği düşünülmüş ve bu durumda güçlü kolon tasarımının tercih edilebileceği Örnek 6.1' de gösterilmiştir. Şimdi ise yapılara etkiyen düşey yayılı yüklerin nasıl temsil edileceği sorusunun yanıtı aranacaktır.

Bu amaçla çerçevelerin kiriş elemanlarının uçlarının ankaste olduğu kabulü yapılmıştır. Yayılı yük etkisindeki iki ucu ankaste kirişin hangi noktada plastikleşme yaratacağını belirlemek gereklidir. Önceden açıklandığı gibi bu saptama, iş ifadelerinin, maksimum moment oluşan nokta bilinmeyen kabul edilerek yazılmasıyla ve buradan çekilen  $q_{lim}$  yükünün birinci türevinin sıfıra eşitlenmesiyle yapılabilir.

Ankaste mesnetlerin plastikleştiği kabul edilerek hesaplama yapılırsa,  $\delta=\theta*x$ ;  $W_D=q \ell \theta*x/2$ ;  $W_I=2M_p\theta \ell /(\ell -x)$ ;  $q_{lim}=4M_p/[x*(\ell -x)]$  ve  $dq/dx=0$  için  $x = \ell / 2$  bulunur (Şekil 6.2a). Bu durumda  $q_{lim}=16M_p/\ell^2$  olur. Aynı neticeyi veren daha basit yaklaşım yayılı yükün eşdeğer tekil yükler olarak ele alınmasıdır. Bu amaçla yayılı yük, eşdeğer tekil yük (Şekil 6.2b); toplamları yayılı yükü veren iki adet yük (Şekil 6.2c) ve toplamları yayılı yükü veren dört adet yük (Şekil 6.2d ve e) olarak ele alınmıştır. Yapılan hesaplamalarda elde edilen değerler şöyledir;

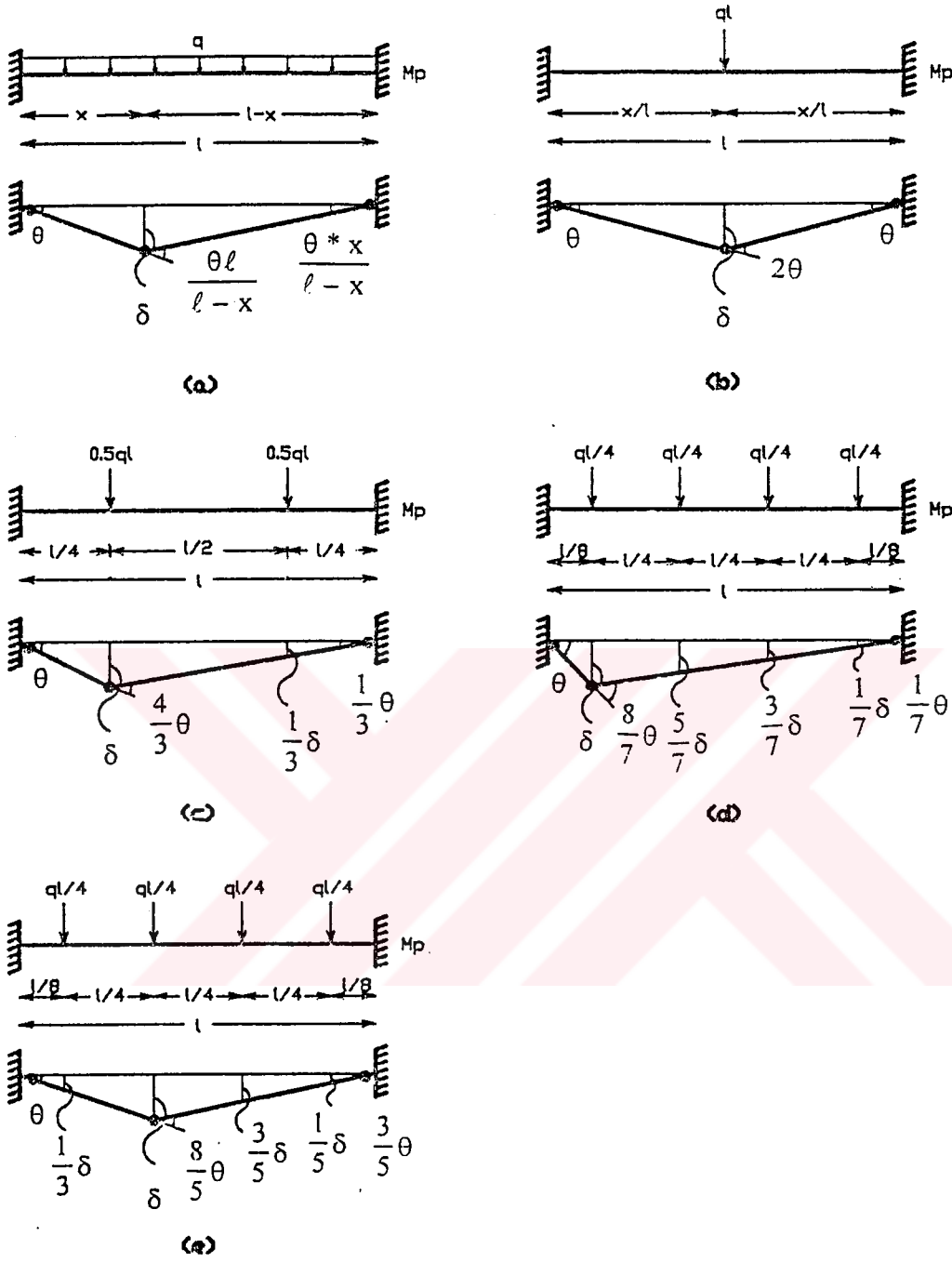
$$q_{lim}=8M_p/\ell^2 \text{ (b)}$$

$$q_{lim}=16M_p/\ell^2 \text{ (c)}$$

$$q_{lim}=32M_p/\ell^2 \text{ (d)}$$

$$q_{lim}=16M_p/\ell^2 \text{ (e)}$$

Bu sonuçlara göre yayılı yüklemenin (c) ya da (e)' deki mekanizmalarla temsil edilmesi uygundur. Parantez içindeki harfler ilgili mekanizma durumlarını göstermektedir.



**Şekil 6.2** Yayıllı yükleme etkisindeki iki ucu ankastre kirişin (a) Gerçek durumuna ilişkin mekanizma; (b) Eşdeğer tekil yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizma; (c) Eşdeğer iki adet yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizma; (d) ve (e) Eşdeğer dört adet yük olarak düşünüldüğünde oluşan mekanizmalar.

### Örnek 6.3

Düşey yayılı yük etkisindeki çerçevelerin, yayılı yüklerinin eşdeğer tekil yüklerle temsil edilebileceği Örnek 6.2' de ispatlanmıştır. Yayılı yükün iki tekil yük veya dört tekil yük olarak düşünülmesi sonucu değiştirmedigine göre mekanizma sayısını artırmamak için eşdeğer iki adet yük yaklaşımını tercih ederek, yatay ve düşey yükleme etkisindeki çerçevelerin son limit yük değerlerinin nasıl saptanabileceğini görelim.

Bu amaçla yayılı yükünün şiddeti  $q=2P/\ell$  olarak verilen Şekil 6.3' deki çerçeve sistemin son limit yükü belirlenmiştir. Çerçeve 3<sup>o</sup> den hiperstatiktir ve Şekil 6.3a' da gösterildiği gibi 6 adet kritik kesit vardır. Böylece  $6-3=3$  adet bağımsız mekanizma oluşacaktır. Bunlar (b) ve (c)' deki kiriş ve (d)' deki kolon mekanizmalarıdır. Bu bağımsız mekanizmaların -kiriş ve kolon- doğrusal kombinezonlarının çarpımı kadar birleşik mekanizma seçilebilir.

Böylece  $\begin{pmatrix} 2 \\ 1 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 2$  adet birleşik mekanizma vardır (e ve f). Son limit yük bu beş mekanizmanın en elverişsiz taşıyabileceği maksimum yüke eşittir. Kiriş ve kolon yer değiştirmeleri sırasıyla  $\delta_b=(1.5\theta\ell)/4$  ve  $\delta_c=\theta\ell$  olmak üzere, mekanizmalara ilişkin limit yükler şöyledir;

$$M_p[\theta+(4\theta/3)+(\theta/3)]=P[\delta_b+(\delta_b/3)] \rightarrow P=16M_p/(3\ell) \quad (b)$$

$$M_p[(\theta/3)+(4\theta/3)+\theta]=P[(\delta_b/3)+\delta_b] \rightarrow P=16M_p/(3\ell) \quad (c)$$

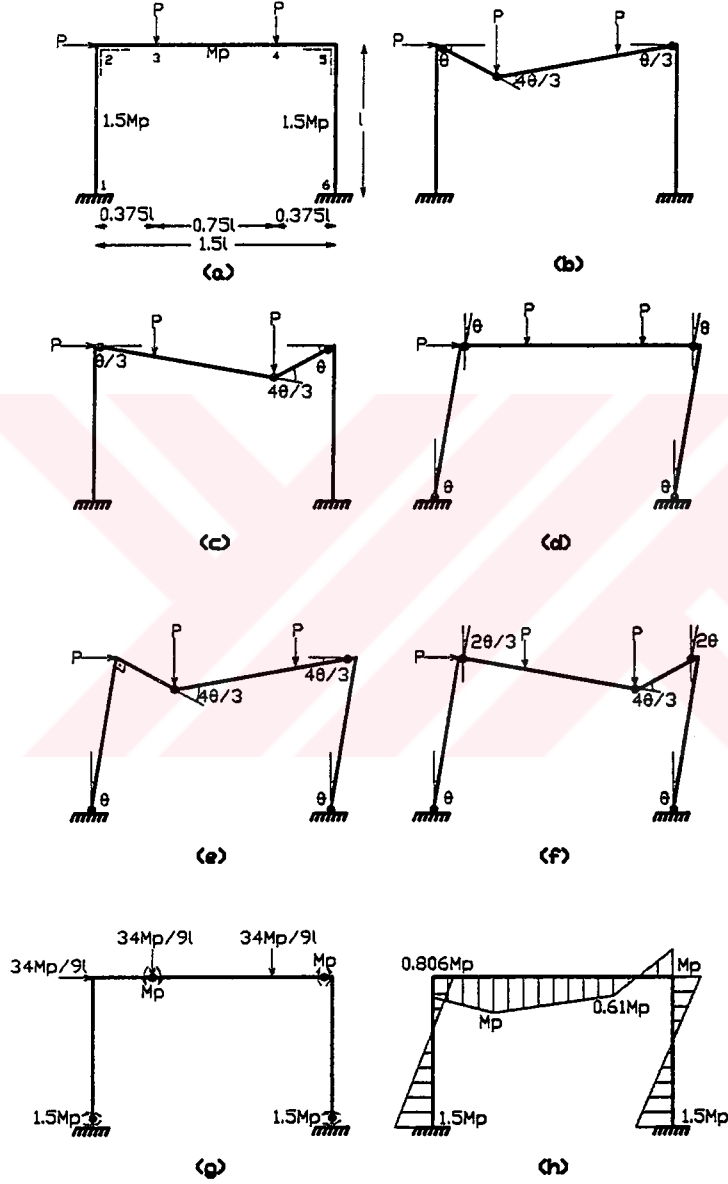
$$1.5M_p[\theta+\theta]+M_p[\theta+\theta]=P[\delta_c] \rightarrow P=5M_p/\ell \quad (d)$$

$$1.5M_p[\theta+\theta]+M_p[(4\theta/3)+(4\theta/3)]=P[\delta_c+\delta_b+(\delta_b/3)] \rightarrow P=34M_p/(9\ell) \quad (e)$$

$$1.5M_p[\theta+\theta]+M_p[(2\theta/3)+(4\theta/3)+2\theta]=P[\delta_c+(\delta_b/3)+\delta_b] \rightarrow P=14M_p/(3\ell) \quad (f)$$

Son limit yük, bulunan yüklerin en küçüğü olan  $34M_p/(9\ell)$  değeridir. Dolayısıyla sistemin göçme mekanizması (e)' dir. Son olarak ilgili mekanizmaya plastik mafsal momentleri ve

son limit yükler etkilerek plastik eğilme momentleri diyagramı çizilmiş ve moment kapasitelerinin hiç bir yerde aşılmadığı gözlenmiştir (g ve h). Böylece (e)' nin sistemin göçme mekanizması olduğu gösterilmiştir. Görülebileceği gibi bu mekanizma, Baker' ın önerdiği mafsallama modelinin, bir adet mafsal ilave olmuş halidir.



**Şekil 6.3** Tek gözlü çerçeve için (a) Yükleme ve boyutlar; (b) ve (c) Kiriş mekanizmaları; (d) Kat mekanizması; (e) ve (f) Birleşik mekanizmalar; (g) Son limit yük ve plastik mafsal momentleri; (h) Plastik momentler dağılımı.

### Örnek 6.4

C20/S220 malzeme gurubu için aşağıda kesit özellikleri verilmiş sürekli kirişin kuşatılmış ve pekleşmeli haline ilişkin son limit moment ve eğriliğini belirleyelim.

$k_3=1$ ;  $\varepsilon_{cc0}=0.0022K$ ;  $A_s=4\phi 20$ ;  $A'_s=2\phi 20$ ;  $b_h/s_h=3$ ;  $\phi_h=10$  mm;  $b=250$  mm;  $h=500$  mm; örtü beton kalınlığı 30 mm;  $d'=50$  mm;  $d=450$  mm;  $d'_c=20$  mm;  $d_c=420$  mm;  $b'_h=180$  mm;  $b_h=190$  mm,  $d'_h=430$  mm;  $d_h=440$  mm' dir. Ayrıca hesaplarda kullanılmak üzere şu belirlemeleri yapalım;

$$f_{ck}=20 \text{ MPa} ; f_{cd}=13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{yk}=220 \text{ MPa}; f_{yd}=191.30 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd}=f_{yd}/E_s=191.3/200000=0.0009565$$

$$A_s=1256 \text{ mm}^2; \rho=A_s/bd=0.0112;$$

$$A'_s=628 \text{ mm}^2; \rho'=0.5\rho=0.0056$$

$$A_{sh}=78.50 \text{ mm}^2$$

$$C20, k_3=1, \varepsilon_{c0}=0.0022 \text{ ise } \varepsilon_{cu}=0.0043 \text{ karşılığı Ek 6 ve Ek 10' dan } k_1=0.779 \text{ ve } k_2=0.440$$

$$d_c/d=0.933$$

$$d'_c/d_c=0.0476$$

$$b_h/b=0.76$$

$$\omega=\rho f_{yd}/f_{cd}=0.1607$$

$$\omega'/\omega=0.50$$

$$\rho_h=0.018 \text{ (2.3)}$$

$$K=1.198 \text{ (Ek 11' den iterasyonla) ya da (2.4a)}$$

$$\varepsilon_{ccu}=0.0123 \text{ (Ek 14' den iterasyonla) ya da (2.13)}$$

$\varepsilon_{ccu}$  için bağıntı kullanılarak çözüm yapılsaydı ayrıca  $\varepsilon_{50u}=7.3599^{-3}$  (2.5);  $\varepsilon_{50h}=0.02338$  (2.6);  $\psi_c=24.84$  (2.7) değerlerinin de bulunması gerekcekti. Ek 12' den iterasyonla  $\psi_c=25.05$  olarak okunabilir. Bu değer (2.13)' de yazılırsa  $\varepsilon_{ccu}=0.0122$  bulunur, görüldüğü gibi bu halde küçük bir hata oluşmaktadır. Bu yüzden eğer çizelgeler kullanılacaksa doğrudan doğruya  $\rho_h$  karşılığı K ve  $\varepsilon_{ccu}$ ' nun okunması önerilir.

K değeri kullanılarak (2.9) ve (2.10) bağıntıları düzenlenir ve bu ifadeler (2.15) ve 2.16) bağıntılarına yazılacak olursa sırasıyla kuşatılmış betona ilişkin  $k_{1c} \cong 0.850$ ,  $k_{2c} = 0.485$  bulunur.

$$k_h \cong 0.350 \quad (3.7)$$

$$\alpha = 0.783 \quad (3.6)$$

$$\beta = 0.399 \quad (3.10)$$

Çözümleme yapmadan evvel son olarak donatı oranlarının uygunluğunu denetleyelim. Bahis 3.1, madde 3 gereği  $\rho_{\max} = 7/220 = 0.0318$  ve  $\rho_{\min} = 1.7/220 = 0.00773$  bulunur ve  $\rho = 0.0112$  bu iki sınır arasında kaldığından ve  $\rho_h = 0.018 < 0.03$  olduğundan donatı oranları uygundur.

#### Çözümleme:

$M_{uhc}$ ' nin saptanması için;  $\sigma'_s = f_{yd}$  kabul edilir; bağıntı (3.1) ile  $k_{xhc} = 0.0123 / (0.0123 + \epsilon_s)$  yazılır ve S220 için  $f_{yhd} = 176.3 + 750\epsilon_s$  olduğu göz önünde tutularak (Bahis 2.2.2),  $k_{xhc}$  (3.5)' e yerleştirilirse  $\epsilon_s$ ' ye bağlı ikinci derece  $8.4\epsilon_s^2 + 1.0066\epsilon_s - 0.117269553 = 0$  denklemi bulunur ve denklemi sağlayan  $\epsilon_s = 0.072562$  dir. Bu değer  $\epsilon_{sh} = 0.02$  ile  $\epsilon_{sud} = 0.114$  arasında kaldığından (Şekil 2.4a) çekme donatısının pekleştiği anlaşılır ve  $f_{yhd} = 230.72$  MPa olur. Bulunan  $\epsilon_s = 0.072562$  değeri (3.2) de yazılarak basınç donatısı için  $\epsilon'_s = 0.008261$  elde edilir. Bu değer  $\epsilon_{yd} = 0.0009565$  ile  $\epsilon_{sh} = 0.02$  arasında kaldığından  $\sigma'_s = f_{yd}$  kabulünün doğruluğu gösterilmiş olur. Böylece  $f_{yhd} = 230.72$  MPa ve  $\sigma'_s = 191.3$  MPa alınarak (3.8) ifadesi yazılırsa kirişin basınç donatılı kuşatılmış ve pekleşmeli son limit momenti  $M_{uhc} = 114,35$  kNm ve  $k_{xhc} = 0.14494$  değeri bağıntı (3.9)' a yazılarak da son limit eğriliği  $\phi_{uhc} = 0.20205$  rad/m bulunur.

Bu sürekli kirişin açıklığı sadece çekme donatılı olduğuna göre kuşatılmış ve pekleşmeli son limit momenti mesnet bölgesi son limit momentinden farklı olacaktır. Yapılarda etriye sıklaştırması kolon kiriş birleşim bölgelerinde yapıldığından açıklıktaki kuşatma donatıları daha aralıklı olmaktadır. Buna göre aynı kesiti  $b_h/s_h = 2$  alarak yeniden çözümlayelim.

$$\rho_h=0.012 \quad (2.3)$$

$$K=1.132 \quad (2.4a)$$

$$\varepsilon_{50u}=7.3599^{-3} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{50h}=0.01273 \quad (2.6)$$

$$\psi_c=35.91 \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{ccu}=0.0088 \quad (2.13)$$

$$k_{1c} \cong 0.837 \quad (2.15); \{ (2.9) \text{ ve } (2.10) \text{ ifadeleri } (2.15) \text{ de yazılarak} \}$$

$$k_{2c}=0.476 \quad (2.16); \{ (2.9) \text{ ve } (2.10) \text{ ifadeleri } (2.16) \text{ da yazılarak} \}$$

$$k_h \cong 0.489 \quad (3.7)$$

$$\alpha=0.757 \quad (3.6)$$

$$\beta=0.382 \quad (3.10)$$

### Çözümleme:

Yalnız çekme donatılı kesite ilişkin ifadeler, genel bağıntılarda basınç donatısıyla ilgili terimler sıfır alınarak elde edilebilir. Buna göre;  $\rho' = 0$ ,  $\omega' = 0$  ve  $\sigma'_s = 0$  alınırsa (3.5) ve (3.8) bağıntıları sırasıyla şu hali alır.

$$\alpha f_{cd} k_{xhc} = \rho \left[ f_{yhd} \right] \quad (3.5)$$

$$M_{uhc} = k_{mc} b d^2 f_{cd} = b d^2 f_{cd} \omega \left( \frac{d_e}{d} \right) \left( \frac{f_{yhd}}{f_{yd}} \right) \left\{ 1 - \left( \frac{\beta}{\alpha^2} \right) \omega \left( \frac{f_{yhd}}{f_{yd}} \right) \right\} \quad (3.8)$$

$M_{uhc}$ ' nin saptanması için; donatının pekleştiği  $-f_{yhd} = 176.3 + 750\varepsilon_s$  kabul edilir ve  $k_{xhc} = 0.0088 / (0.0088 + \varepsilon_s)$  (3.1) yazılır. Bu ifade, (3.5)' te yazılarak  $8.4\varepsilon_s^2 + 2.04848\varepsilon_s - 0.071423 = 0$  ikinci derece denklemi elde edilir ve  $\varepsilon_s = 0.03094$  bulunur. Çekme donatısı için  $\varepsilon_{sh} = 0.02 < \varepsilon_s = 0.03094 < \varepsilon_{sud} = 0.114$  olduğundan varsayılan pekleşme kabulü doğrulanmıştır. Çekme donatısı için  $f_{yhd} = 199.51$  MPa olur. Bu değer ve diğer değişkenler (3.8)' e yazılırsa  $M_{uhc} = 93.73$  kNm;  $k_{xhc} = 0.22144$  (3.9)' a yazılarak da  $\phi_{uhc} = 0.09462$  rad/m olarak saptanır.

**Örnek 6.5**

C20/S220 malzeme grubu için aşağıda kesit özellikleri verilmiş kolonun kuşatılmamış pekleşmesiz haline ilişkin son limit moment ve eğriliğini belirleyelim.

$k_3=0.85$ ;  $\varepsilon_{c0}=0.002$ ;  $A_s=A'_s=3\phi 20$ ;  $b=400$  mm;  $h=400$  mm;  $d'=40$  mm;  $d=360$  mm;  $e=250$  mm' dir. Ayrıca hesaplarda kullanılmak üzere şu belirlemeleri yapalım;

$$f_{ck}=20 \text{ MPa} ; f_{cd}=13.33 \text{ MPa}$$

$$f_{yk}=220 \text{ MPa}; f_{yd}=191.30 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd}=0.0009565$$

$$A_s=A'_s=942 \text{ mm}^2; \rho=\rho'=A_s/bh=0.0058875$$

C20,  $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{c0}=0.002$  ise  $\varepsilon_{cu}=0.0043$  karşılığı Ek 3 ve Ek 7' den  $k_1=0.805$  ve  $k_2=0.442$

$$\omega=\omega'=0.08449$$

$$d'/d=0.111$$

$$d/h=0.90$$

$$e'=e+0.5z_s=410 \text{ mm}$$

$$z_s=320 \text{ mm}$$

$$z_s/h=0.80$$

$$e/h=0.625$$

$$e'/h=1.025 \text{ mm}$$

**Çözümleme:**

$\sigma'_s \leq f_{yd}$  kabulü ile  $\varepsilon'_s=0.00372$  (3.12) bulunur;  $\varepsilon'_s=0.00372 > \varepsilon_{yd}$  olduğundan kabul doğru değildir ve işlemlere  $\varepsilon'_s=\varepsilon_{yd}$  dolayısıyla  $\sigma'_s=f_{yd}$  alınarak devam edilecektir.  $k_{xb}=0.736$  (3.13) saptanır.  $k_{xb}=0.736$  ve  $\sigma'_s=f_{yd}$  değerleri kullanılarak  $e_b/h=0.309$  (3.16) hesaplanır.  $e/h > e_b/h$  olduğundan çekme kırılması gerçekleşeceği anlaşılmıştır.

**(1) Deneme yanılma yöntemi ile çözüm**

Birkaç denemeden sonra  $x=140.8$  mm,  $x < h$  kabul edilir. Bu duruma ilişkin  $k_x = x/h = 0.352$ ' dir.  $k_x = 0.352$  ve  $k_x = [0.0043/(0.0043 + \epsilon_s)] 0.90$  (3.17) ifadesi birbirine eşitlenir. Buradan  $\epsilon_s = 0.006694 > \epsilon_{yd}$  elde edilir böylece çekme donatısı için  $\sigma_s = f_{yd}$  'dir.  $\epsilon_s$  değeri bağıntı (3.18)' e yazılır ve  $\epsilon'_s = 0.003079$  bulunur. Bu değer  $\epsilon'_s = 0.003079 > \epsilon'_{yd}$  olduğundan  $\sigma'_s = f_{yd}$  'dir.  $\sigma_s = \sigma'_s = f_{yd}$  değerleri dikkate alınarak  $N_u = 513.70$  kN (3.21) ve  $N_u = 513.72$  kN (3.22) bulunur. Bu değerler hemen hemen eşit olduğu için  $x = 140.8$  mm kabulü uygundur. Kolonun son limit yükü ve momenti  $N_u = 513.70$  kN,  $M_u = N_u e = 128.43$  kNm ve  $\phi_u = 0.03054$  rad/m (3.24a veya 3.24b)' dir.

## (2) Algoritma ile çözüm -ya da $\epsilon_s$ yöntemi-

(I)  $\epsilon'_s \geq \epsilon_{yd}$  kabul edelim  $\sigma'_s = f_{yd}$  'dir.  $A = -6.759^{-2}$  (3.31a);  $B = -2.503^{-4}$  (3.31b);  $C = 4.703^{-6}$  (3.31c) bulunur, bunlar (3.31) ikinci derece denkleminde yazılır ve denklem çözülrse  $\epsilon_s = 0.006693 > \epsilon_{yd}$  bulunur. Bu değer bağıntı (3.18)' da yazılarak  $\epsilon'_s = 0.003079 > \epsilon'_{yd}$  elde edilir, buna göre başlangıçta yapılan  $\sigma'_s \geq f_{yd}$  kabulü doğrudur. (II)  $k_x = 0.352$  (3.17) saptanır. (III)  $N_u = 513.70$  kN (3.21) bulunur.  $M_u = N_u e$  gereği  $M_u = 128.43$  kNm ve  $\phi_u = 0.03054$  rad/m (3.24a veya 3.24b)' dir.

### Örnek 6.6

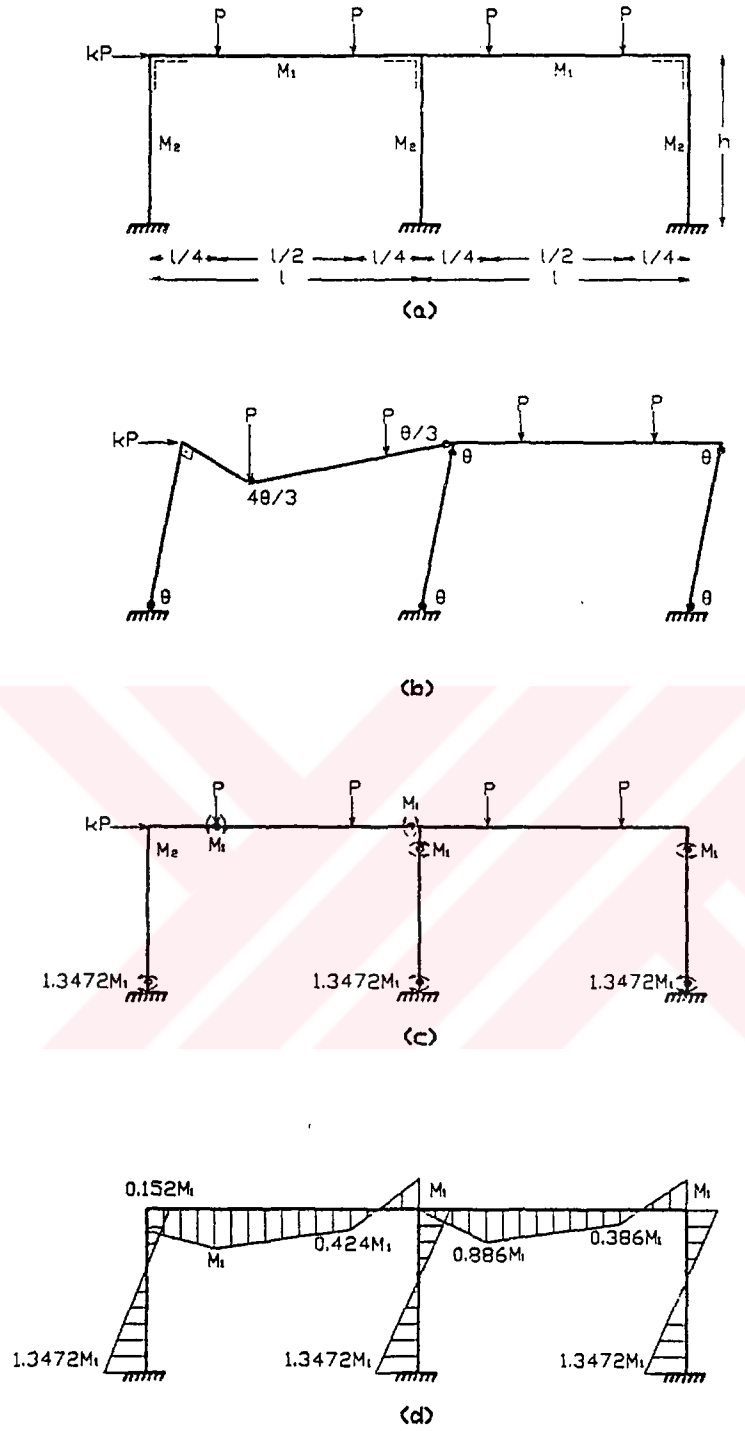
Şekil 6.4a' da verilen iki açıklıklı çerçevenin performans fonsiyonunun saptanması ve göçme riskininin  $10^{-6}$  dan küçük olması istenmektedir.

Örnek 6.3' de, çerçeveler için en elverişsiz mekanizmanın Baker'ın önerdiği mekanizmaya bir adet açıklık mafsalı ilave edilerek elde edilebileceği gösterilmiştir. Böylece Şekil 6.4a' daki çerçevenin performans fonsiyonu (b)' de gösterilen mekanizma haline göre belirlenecektir.

$\delta_b = \theta \ell / h$ ,  $\delta_c = \theta h$  olduğu şekilden görülebilir. İç ve dış işlerin eşitliğinden  $M_1[(4\theta/3) + (\theta/3) + \theta + \theta] + M_2[\theta + \theta + \theta] = P[4\delta_b/3] + kP[\delta_c]$  ifadesi elde edilir. Sistemin göçmemesi yapılan işin dış işten büyük olmasıyla sağlanabilir. Böylece performans fonsiyonu şöyle ifade edilebilir,

$$Z = 11M_1 + 9M_2 - P\ell - 3kPh$$

Bu çerçevenin son limit yükü  $M_1=95.33\text{kNm}$ ;  $M_2=1.3472M_1=128.43\text{kNm}$ ;  $\ell=4\text{m}$ ;  $h=3\text{m}$ ;  $k=1$  için  $P_{\text{lim}}=1.77783M_1=169.57\text{kN}$  olarak saptanmıştır. Bu yük için plastik momentler dağılımı çizildiğinde kesit moment taşıma kapasitelerinin aşıldığı görülmüştür. Bu durumda düşey yüklerde azaltma yapılmış ve alt sınır teoremiyle uyumlu bir çözüm diğer değişkenler aynı kalmak kaydıyla  $k=1.818$  alınarak sağlanmıştır.  $k=1.818$  alınarak yapılan çözümlemede son limit yük ve  $P_{\text{lim}}=108.27\text{kN}$  bulunmuştur. Bu yükler ve plastik mafsal momentleri etkisindeki sistem ve plastik momentler dağılımı sırasıyla (c) ve (d)' de gösterilmiştir. Ancak bu durumda performans fonsiyonu için  $m_z=0$ , dolayısıyla  $\beta=0$  karşılığı göçme riski  $p_F=0.50 \gg 10^{-6}$  olur. İstenen güvenilirlik dış yük azaltılarak sağlanmıştır.  $P=75\text{kN}$  için iki çözümleme,  $P$  dışındaki değişkenlerin standart sapmasız olduğu ve bütün değişkenlerin standart sapma yaptığı durumlara ilişkin olarak yapılmıştır. Çözümlere ilişkin ayrıntılar şöyledir.



Şekil 6.4 İki açıklıklı çerçeve için (a) Boyutlar ve yükleme; (b) Göçme mekanizması; (c) Son limit yükleme ve plastik mafsallı momentleri; (d) Plastik momentler dağılımı.

Söz konusu çerçevenin çok iyi işçilikle inşa edileceği kabul edilmiştir. Bunun anlamı  $\ell$  ve  $h$  boylarında kaçma olmaması ve  $M_1$ ,  $M_2$  kiriş ve kolon moment kapasitelerinin tam olarak sağlandığıdır. Bu durumda standart sapma gösterebilecek tek değişken  $P$  dış yüküdür.

$P=75\pm 2.5$  kN için sistemin  $\beta$  güvenilirlik indeksi doğrudan ve iteratif yöntemle saptanmıştır. Yükün eğilimsiz standart sapması,  $n$  adet terim için

$$\sigma_x = \text{Var}(X)^{1/2} = \left\{ \left[ 1 / (n - 1) \right] \left[ \sum_{i=1}^n X_i^2 - n m_x^2 \right] \right\}^{1/2}$$
 bağıntısıyla belirlenmiştir.  $P_1=72.5$  kN ve

$$P_2=77.5 \text{ kN} \quad \text{için} \quad m_p = (72.5 + 77.5) / 2 = 75 \text{ kN} \quad \text{ve}$$

$\sigma_p = \left\{ 1 / 1 * (72.5^2 + 77.5^2 - 2 * 75^2) \right\}^{1/2} = 3.54 \text{ kN}$  olur. Göçme riskinin  $10^{-6}$ , dan küçük olması  $\beta$  değerinin 4.754' den büyük olması ile sağlanabilir. İşlemlerle ilgili ayrıntılar aşağıdadır.

### 1. Doğrudan çözüm (P normal dağılımlı)

Sadece yükün standart sapması olduğundan bağıntı (5.7) gereği sistemin standart sapması  $\sigma_z^2 = (-\ell - 3kh)^2 * \sigma_p^2 = (-4 - 3 * 1.818 * 3)^2 * 3.54^2 = 5195.74$ ;  $\sigma_z=72.08$  kNm' dir.

Ortalama değer  $m_z=11*95.33+9*128.43-75*4-3*1.818*75*3=677.35$  kNm' dir (5.8).

Bağıntı (5.9) ile  $\beta=677.35/72.08=9.40 > 4.754$  güvenli bulunur.

### 2.1 İterasyonla çözüm (P normal dağılımlı)

$P$  için  $\alpha_i^* \neq 0$  ve diğer değişkenler için  $\alpha_i^* = 0$ ' dir.  $(\partial g / \partial X_p^*) = \sigma_p * (\ell - 3kh) =$

$$3.54 * (-4 - 3 * 1.818 * 3) = -72.08 \text{ ve } \alpha_p^* = -72.08 / [(-72.08)^2]^{1/2} = -1 \text{ (5.33)'} \text{ dir.}$$

$x_i^* = m_{xi} - \alpha_i \beta \sigma_{xi}$  olduğundan sadece  $P$  için  $x_i^*$ ,  $\beta$ ' ya bağlı, diğer değişkenler için  $x_i^*$ ,

ler değişkenlerin kendi ortalama değerlerine eşittir.  $x_p^* = 75 - (-1) * 3.54 = 75 + 3.54 \beta$ '

dir ve performans fonksiyonu şu hali alır;  $Z=11*95.33+9*128.43-(75+3.54*\beta)*4-3*1.818*(75+3.54*\beta)=0$ . Buradan  $\beta$  çekilirse,  $\beta=9.40 > 4.754$  (güvenli) bulunur.

## 2.2 İterasyonla çözüm (P tip I asimptotik dağılımlı)

### 1. İterasyon

$$\alpha_p = \pi / (\sigma_p \sqrt{6}) = \pi / (3.54 \sqrt{6}) = 0.362302212 \quad (5.60)$$

$$u_p = m_p - (0.577 / \alpha_p) = 75 - (0.577 / 0.362302212) = 73.40740691 \quad (5.61)$$

$$F_p(x^*) = \exp[-e(-0.362302212(75 - 73.40740691))] = 0.5703 \quad (5.62)$$

$$f_p(x^*) = 0.362302212 \exp\{-0.362302212(75 - 73.40740691) - e[-0.362302212(75 - 73.40740691)]\} = 0.116035725 \quad (5.63)$$

$$\sigma_p^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_p(x^*)]\}}{f_p(x^*)} \frac{\phi(0.177)}{0.116035725} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.116035725} = 3.3847 \quad (5.50)$$

$$m_p^N = 75 - 3.3847 * 0.177 = 74.4009 \quad (5.48)$$

$$(\partial g / \partial X'_p)_* = 3.3847(-7 - 3 * 1.818 * 3) = -68.9192 \quad (\text{bahis 5.4.2}) \quad \alpha_p^* = -1 \quad (5.33)$$

$$x_p^* = 74.0009 - (-1) * 3.3847\beta = 74.0009 + 0.33847\beta \quad (5.53)$$

$$Z = 11 * 95.33 + 9 * 128.43 - (74.0009 + 3.3847\beta) * 4 - 3 * 1.818 * (74.0009 + 3.3847\beta) * 3 = 0$$

Eşitlikten çekilerek  $\beta = 10.1233$  bulunur.

Bu iterasyona ve sonrakilere ait sonuçlar Çizelge 6.1' de gösterilmiştir.

Çizelge 6.1 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları (P Tip I asimptotik dağılımlı).

$X_i$	$x_i^*$	$\sigma_i^N$	$m_i^N$	$(\partial g / \partial X_i)_*$	$\alpha_i^*$	Yeni $x_i^*$
1. İterasyon						
$M_1$	95.33	0	95.33	0	0	95.33
$M_2$	128.43	0	128.43	0	0	128.43
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	75	3.3847	74.0009	-68.9192	-1	$74.0009+3.3847\beta$
$\ell$	4	0	4	0	0	4
h	3	0	3	0	0	3
$\beta=10.1233$						
2. İterasyon						
$M_1$	95.33	0	95.33	0	0	95.33
$M_2$	128.43	0	128.43	0	0	128.43
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	108.2652	12.9339	49.9462	-263.360	-1	$49.9462+12.9339\beta$
$\ell$	4	0	4	0	0	4
h	3	0	3	0	0	3
$\beta=4.509$						
3. İterasyon						
$M_1$	95.33	0	95.33	0	0	95.33
$M_2$	128.43	0	128.43	0	0	128.43
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	108.2652	12.9339	49.9462	-263.360	-1	$49.9462+12.9339\beta$
$\ell$	4	0	4	0	0	4
h	3	0	3	0	0	3
$\beta=4.509$						

$\beta=4.509 < 4.754$  olduğundan sistemin güvensizleşeceği açıktır. Bu durumda arzulanan güvenilirlik, yük değerinin azaltılması ve/veya yükün standart sapması küçültülerek sağlanır. Görüldüğü gibi işlem, iterasyonlarda aynı  $\beta$  değeri bulununcaya dek sürdürülmektedir. Gerçek durumlarda değişkenlerin pek çoğunun standart sapması olabilir. Böyle hallerde tüm değişkenler Z fonksiyonuna  $\beta$ ' ya bağlı ifadelerle yerleştirilecektir ve bu yüzden performans fonksiyonunu sıfır yapacak  $\beta$ ' nın saptanması bu örnekteki kadar kolay olmayacaktır. Böylece  $\beta$ ' nın deneme yanılma yöntemiyle saptanması önerilmiştir.

Yukarıdaki çerçeve, değişkenlerinin ortalama değerleri aynı kalmak kaydıyla, standart sapmalar çok küçük tutularak -  $M_1=95.33\pm 0.75\text{kNm}$ ,  $M_2=128.43\pm 1\text{kNm}$ ,  $k=1.818$ ,

$P=75\pm 0.5\text{kN}$ ,  $\ell=4\pm 0.01\text{m}$ ,  $h=3\pm 0.01$  - çözülmüş ve istenen güvenilirlik sağlanmıştır. Ortalama değerlerin eğilimsiz standart sapmaları kullanılmıştır. Ayrıntılar aşağıdadır.

### 1. Doğrudan çözüm (değişkenler normal dağılımlı)

Çözüm Çizelge 6.2' de görülmektedir.

Çizelge 6.2 Örnek 6.6 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) (\text{kNm})^2$
$M_1(\text{kNm})$	95.33	1.061	$(11)^2 \sigma_{M_1}^2 = 11^2 1.061^2 = 136.21$
$M_2(\text{kNm})$	128.43	1.414	$(9)^2 \sigma_{M_2}^2 = 9^2 1.414^2 = 161.95$
$k$	1.818	0	$(-3Ph)^2 \sigma_k^2 = 0$
$P(\text{kN})$	75	0.707	$(-\ell - 3kh)^2 \sigma_P^2 = (-4 - 3 * 1.818 * 3)^2 0.707^2 = 207.24$
$\ell(\text{m})$	4	0.014	$(-P)^2 \sigma_\ell^2 = (-75)^2 0.014^2 = 1.1025$
$h(\text{m})$	3	0.014	$(-3kP)^2 \sigma_h^2 = (-3 * 1.818 * 75)^2 0.014^2 = 32.80$

$$m_Z = 677.35$$

$$\text{Var}(Z) = \sigma_Z^2 = 539.3025 \Rightarrow \sigma_Z = 23.22$$

$$\beta = 677.35 / 23.22 = 29.17 > 4.754$$

### 2.1 İterasyonla çözüm (değişkenler normal dağılımlı)

#### 1. İterasyon

$$(\partial g / \partial X'_{M_1})_* = 1.061 * 11 = 11.671 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{M_1}^* = 0.5026 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_{M_2})_* = 1.414 * 9 = 12.726 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{M_2}^* = 0.5480 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_k)_* = 0 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{M_k}^* = 0 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_P)_* = 0.707(-4 - 3 * 1.818 * 3) = -14.396 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_P^* = -0.6199 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_\ell)_* = 0.014(-75) = -1.05 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_\ell^* = -0.0452 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_h)_* = 0.014(-3 * 1.818 * 75) = -5.727 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_h^* = -0.2466 \text{ (5.33)}$$

$$x_{M_1}^* = 95.33 - 0.5026 * 1.061\beta = 95.33 - 0.5333\beta \quad (5.53)$$

$$x_{M_2}^* = 128.43 - 0.5480 * 1.414\beta = 128.43 - 0.7749\beta \quad (5.53)$$

$$x_k^* = 1.818 \quad (5.53)$$

$$x_p^* = 75 - (-0.6199) * 0.707\beta = 75 + 0.4383\beta \quad (5.53)$$

$$x_f^* = 4 - (-0.0452) * 0.014\beta = 4 + 0.0006\beta \quad (5.53)$$

$$x_h^* = 3 - (-0.2466) * 0.014\beta = 3 + 0.0035\beta \quad (5.53)$$

$$Z = 11 * (95.33 - 0.5333\beta) + 9 * (128.43 - 0.7749\beta) - (75 + 0.4383\beta) * (4 + 0.0006\beta)$$

$$3 * 1.818 * (75 + 0.4383\beta) * (3 + 0.0035\beta) = 0$$

$$\beta = 28.835$$

Bu iterasyona ve sonrakilere ait sonuçlar Çizelge 6.3' de özetlenmiştir.

Çizelge 6.3 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları (değişkenler normal dağılımlı).

$X_i$	$x_i^*$	$(\partial g / \partial X_i)_*$	$\alpha_i^*$	Yeni $x_i^*$
<b>1. İterasyon</b>				
$M_1$ (kNm)	95.33	11.671	0.5026	$95.33 - 0.5333\beta$
$M_2$ (kNm)	128.43	12.726	0.5480	$128.43 - 0.7749\beta$
k	1.818	0	0	1.818
P(kN)	75	-14.396	-0.6199	$75 + 0.4383\beta$
$\ell$ (m)	4	-1.05	-0.0452	$4 + 0.0006\beta$
h(m)	3	-5.727	-0.2466	$3 + 0.0035\beta$
$\beta = 28.835$				
<b>2. İterasyon</b>				
$M_1$ (kNm)	79.9523	11.671	0.4917	$95.33 - 0.5217\beta$
$M_2$ (kNm)	106.0858	12.726	0.5361	$128.43 - 0.7580\beta$
k	1.818	0	0	1.818
P(kN)	87.6384	-14.7972	-0.6234	$75 + 0.4407\beta$
$\ell$ (m)	4.0173	-1.2269	-0.0517	$4 + 0.0007\beta$
h(m)	3.1009	-6.6917	-0.2819	$3 + 0.0039\beta$
$\beta = 28.871$				
<b>3. İterasyon</b>				
$M_1$ (kNm)	80.2680	11.671	0.4910	$95.33 - 0.5210\beta$
$M_2$ (kNm)	106.5458	12.726	0.5354	$128.43 - 0.7571\beta$
k	1.818	0	0	1.818
P(kN)	87.7234	-14.8444	-0.6246	$75 + 0.4416\beta$
$\ell$ (m)	4.0202	-1.2281	-0.0517	$4 + 0.0007\beta$
h(m)	3.1126	-6.6982	-0.2818	$3 + 0.0039\beta$
$\beta = 28.871$				

## 2.2 İterasyonla çözüm ( $M_1$ , $M_2$ ve P Tip I asimptotik dağılımlı)

### 1. İterasyon

$$\alpha_{M_1} = \pi / (1.061\sqrt{6}) = 1.208812281 \quad (5.60)$$

$$u_{M_1} = 95.33 - 0.577/1.208812281 = 94.853 \quad (5.61)$$

$$F_{M_1}(x^*) = \exp[-e(-1.208812281(95.33 - 94.853))] = 0.5702 \quad (5.62)$$

$$f_{M_1}(x^*) = 1.208812281 \exp\{-1.208812281(95.33 - 94.853) - e[-1.208812281(95.33 - 94.853)]\} = 0.387217594 \quad (5.63)$$

$$\sigma_{M_1}^N = \frac{\phi(0.177)}{0.387217594} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.387217594} = 1.014 \quad (5.50)$$

$$m_{M_1}^N = 95.33 - 1.014 * 0.177 = 95.15 \quad (5.48)$$

$$\alpha_{M_2} = \pi / (1.414\sqrt{6}) = 0.907036655 \quad (5.60)$$

$$u_{M_2} = 128.43 - 0.577/0.907036655 = 127.794 \quad (5.61)$$

$$F_{M_2}(x^*) = \exp[-e(-0.907036655(128.43 - 127.794))] = 0.5703 \quad (5.62)$$

$$f_{M_2}(x^*) = 0.907036655 \exp\{-0.907036655(128.43 - 127.794) - e[-0.907036655(128.43 - 127.794)]\} = 0.290515502 \quad (5.63)$$

$$\sigma_{M_2}^N = \frac{\phi(0.177)}{0.290515502} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.290515502} = 1.352 \quad (5.50)$$

$$m_{M_2}^N = 128.43 - 1.352 * 0.177 = 128.19 \quad (5.48)$$

$$\alpha_p = \pi / (0.707\sqrt{6}) = 1.81407331 \quad (5.60)$$

$$u_p = 75 - 0.577/1.81407331 = 74.682 \quad (5.61)$$

$$F_p(x^*) = \exp[-e(-1.81407331(75 - 74.682))] = 0.5703 \quad (5.62)$$

$$f_p(x^*) = 1.81407331 \exp\{-1.81407331(75 - 74.682) - e[-1.81407331(75 - 74.682)]\} = 0.581031004 \quad (5.63)$$

$$\sigma_p^N = \frac{\phi(0.177)}{0.581031004} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.581031004} = 0.676 \quad (5.50)$$

$$m_p^N = 75 - 0.676 * 0.177 = 74.88 \quad (5.48)$$

$$(\partial g / \partial X'_{M_1})_* = 1.014 * 11 = 11.154 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_{M_1}^* = 0.5009 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_{M_2})_* = 1.352 * 9 = 12.168 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_{M_2}^* = 0.5464 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_k)_* = 0 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_{M_k}^* = 0 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_p)_* = 0.676(-4 - 3 * 1.818 * 3) = -13.765 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_p^* = -0.6182 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_i)_* = 0.014(-75) = -1.05 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_i^* = -0.0472 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_h)_* = 0.014(-3 * 1.818 * 75) = -5.727 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_h^* = -0.2572 \quad (5.33)$$

$$x_{M_1}^* = 95.15 - 0.5009 * 1.014\beta = 95.15 - 0.5079\beta \quad (5.53)$$

$$x_{M_2}^* = 128.19 - 0.5464 * 1.352\beta = 128.19 - 0.7387\beta \quad (5.53)$$

$$x_k^* = 1.818 (5.53)$$

$$x_p^* = 74.88 - (-0.6182) * 0.676\beta = 74.88 + 0.4179\beta (5.53)$$

$$x_v^* = 4 - (-0.0472) * 0.014\beta = 4 + 0.0007\beta (5.53)$$

$$x_h^* = 3 - (-0.2572) * 0.014\beta = 3 + 0.0036\beta (5.53)$$

$$Z = 11 * (95.15 - 0.5079\beta) + 9 * (128.19 - 0.7387\beta) - (74.88 + 0.4179\beta) * (4 + 0.0007\beta)$$

$$3 * 1.818 * (74.88 + 0.4179\beta) * (3 + 0.0036\beta) = 0$$

$$\beta = 30$$

Bu iterasyona ve sonrakilere ait sonuçlar Çizelge 6.4' de özetlenmiştir.

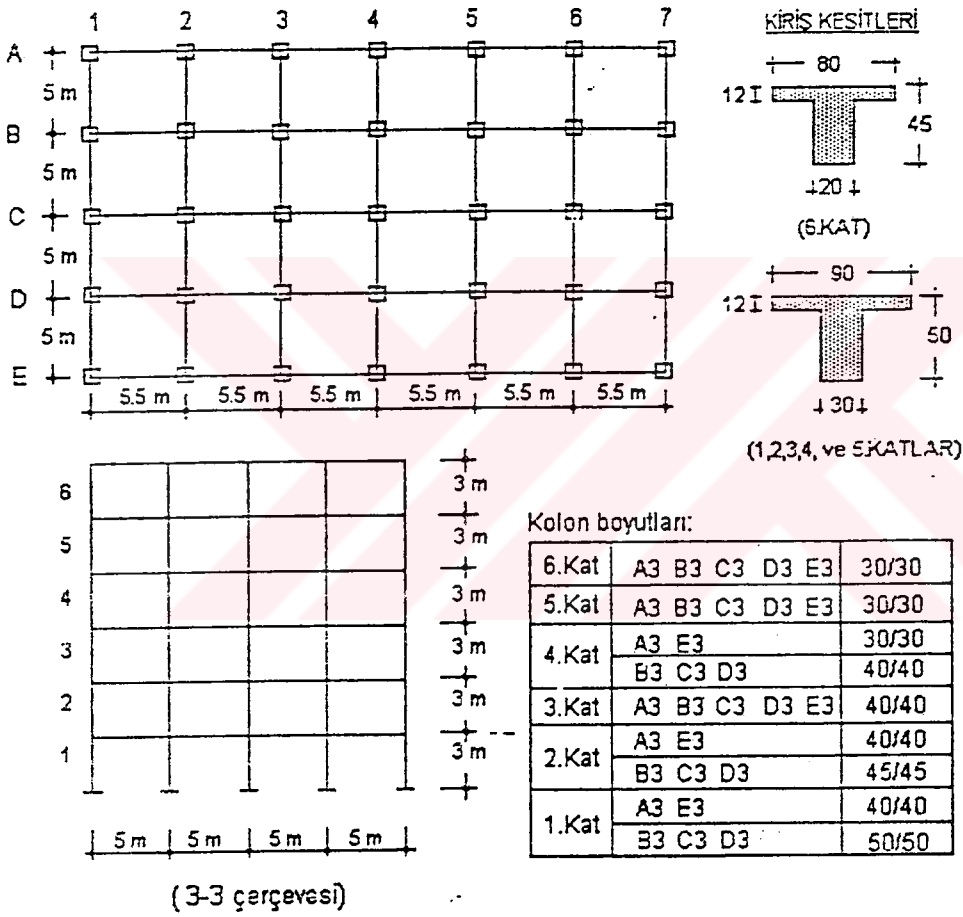


Çizelge 6.4 Örnek 6.6 ile ilgili iterasyon sonuçları ( $M_1$ ,  $M_2$  ve P Tip I asimptotik dağılımlı).

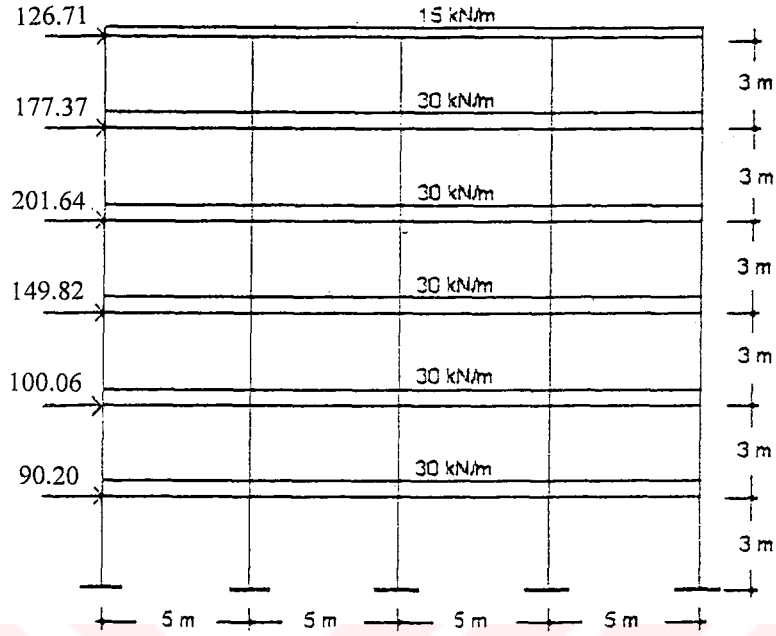
$X_i$	$x_i^*$	$\sigma_i^N$	$m_i^N$	$(\partial g / \partial X_i)_*$	$\alpha_i^*$	Yeni $x_i^*$
1. İterasyon						
$M_1$	95.33	1.014	95.15	11.154	0.5009	$95.15-0.5079\beta$
$M_2$	128.43	1.352	128.19	12.168	0.5464	$128.19-0.7387\beta$
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	75	0.676	74.88	-13.675	-0.6182	$74.88-0.4179\beta$
$\ell$	4	0.014	4	-1.05	-0.0472	$4+0.0007\beta$
h	3	0.014	3	-5.727	-0.02572	$3+0.0036\beta$
$\beta=30$						
2. İterasyon						
$M_1$	79.913	0	79.913	0	0	79.913
$M_2$	106.029	0	106.029	0	0	106.029
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	87.417	36.151	-129.489	-758.160	-1	$-129.489+36.151\beta$
$\ell$	4.021	0.014	4	-1.224	-0.0016	4
h	3.108	0.014	3	-6.675	-0.0088	$3+0.0001\beta$
$\beta=6.072$						
3. İterasyon						
$M_1$	79.913	0	79.913	0	0	79.913
$M_2$	106.029	0	106.029	0	0	106.029
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	90.020	178.528	-1070.412	-3635.771	-1	$-1070.412+178.528\beta$
$\ell$	4	0.014	4	-1.260	-0.0004	4
h	3.0006	0.014	3	-6.874	-0.0019	3
$\beta=6.50$						
4. İterasyon						
$M_1$	79.913	0	79.913	0	0	79.913
$M_2$	106.029	0	106.029	0	0	106.029
k	1.818	0	1.818	0	0	1.818
P	90.020	178.528	-1070.412	-3635.771	-1	$-1070.412+178.528\beta$
$\ell$	4	0.014	4	-1.260	-0.0004	4
h	3.0006	0.014	3	-6.874	-0.0019	3
$\beta=6.50$						

### Örnek 6.7

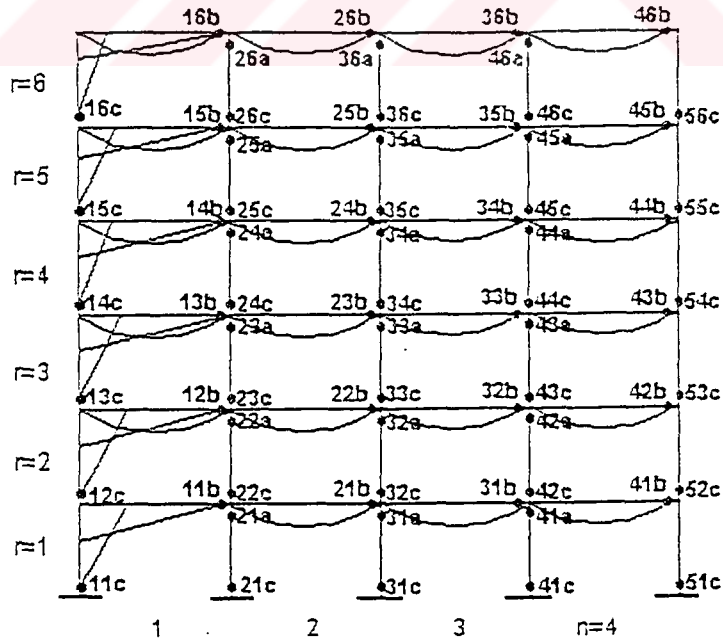
Şekil 6.5' de boyutları ve kesit özellikleri verilen yapısal çerçeve sistem Şekil 6.6' daki yüklerin tesirindedir. Söz konusu çerçeve limit hesap teorisi kullanılarak çözülmüştür. Çözümleme Baker' ın önerdiği yolla saptanmış olan plastik momentlere göre yapılmıştır. Bu durumdaki plastik mafsallar Şekil 6.7' de ve plastik momentler dağılımı Şekil 6.8' de görülmektedir. Hesaplama sonuçları Çizelge 6.5' de özetlenmiştir.



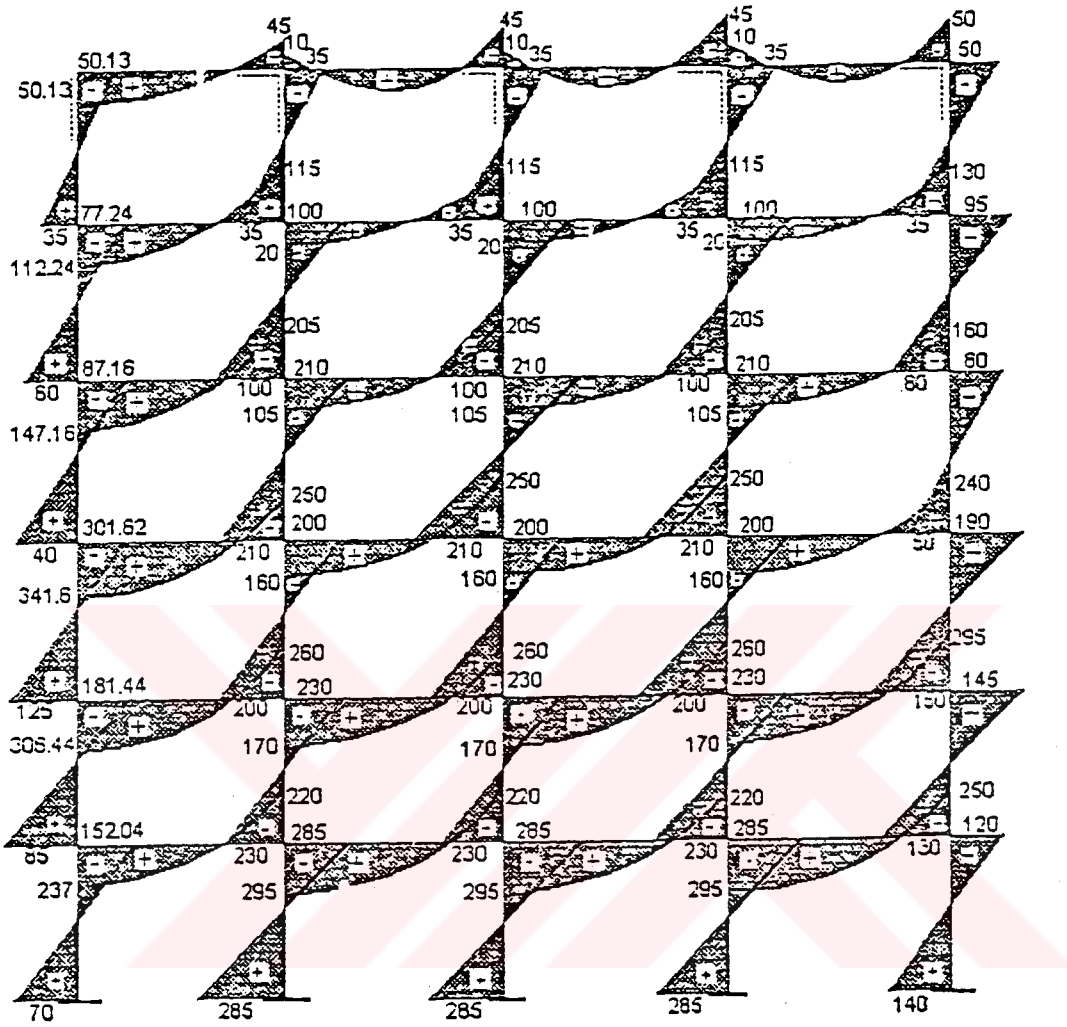
Şekil 6.5 Yapısal çerçeve sistem.



Şekil 6.6 3-3 çerçevesine etkiyen düşey ve yatay yükler.



Şekil 6.7 3-3 çerçevesinin plastik mafsalları yerleri.



Şekil 6.8 3-3 çerçevesinin plastik momentler dağılımı.

**Çizelge 6.5** Şekil 6.5' deki çerçeve sistemin son limit ve akma limiti momentleri ve eğrilikleri, kolon hesap yükleri, donatı alanları, eğilme rijitlikleri ve plastik mafsalsal dönme kapasiteleri.

M(kNm)	N(kN)	$A_s'(mm^2)$	$A_s(mm^2)$	$\phi_u(rad/m)$	$M_y(kNm)$	$\phi_y(rad/m)$	EI(kNm <sup>2</sup> )	$\theta_a(rad)$
$M_{16c}=35$	N=18.47	713.53	713.53	0.083274	32.21	0.005926	5436	0.009220
$M_{26a}=35$	N=87.03	567.73	567.73	0.065056	30.96	0.006771	4573	0.006888
$M_{26c}=35$	N=87.03	567.73	567.73	0.065056	30.96	0.006771	4573	0.006888
$M_{36a}=35$	N=75	599.48	599.48	0.065934	30.80	0.006690	4604	0.007000
$M_{36c}=60$	N=75	599.48	599.48	0.065934	30.80	0.006690	4604	0.007000
$M_{46a}=35$	N=74	602.96	602.96	0.066013	31.21	0.006695	4663	0.007021
$M_{46c}=35$	N=74	602.96	602.96	0.066013	31.21	0.006695	4663	0.007021
$M_{56c}=35$	N=45.50	644.47	644.47	0.080943	31.53	0.006083	5185	0.008903
$M_{16b}=45$	-	624.45	468.33	0.067250	42.00	0.003683	11406	0.012661
$M_{26b}=45$	-	624.45	468.33	0.067250	42.00	0.003683	11406	0.012661
$M_{36b}=45$	-	624.45	468.33	0.067250	42.00	0.003683	11406	0.012661
$M_{46b}=50$	-	707.28	530.46	0.065250	47.37	0.003764	12585	0.012255
$M_{15c}=60$	N=48.02	1321.78	1321.78	0.060796	56.22	0.007202	7807	0.006373
$M_{25a}=100$	N=255.48	1679.65	1679.65	0.042793	93.54	0.008232	11364	0.004079
$M_{25c}=100$	N=255.48	1679.65	1679.65	0.042793	93.54	0.008232	11364	0.004079
$M_{35a}=100$	N=225	1738.50	1738.50	0.048497	93.33	0.008045	11601	0.004785
$M_{35c}=100$	N=225	1738.50	1738.50	0.048497	93.33	0.008045	11601	0.004785
$M_{45a}=100$	N=221	1747.06	1747.06	0.049379	93.21	0.008020	11622	0.004893
$M_{45c}=100$	N=221	1747.06	1747.06	0.049379	93.21	0.008020	11622	0.004893
$M_{55c}=80$	N=150.50	1581.72	1581.72	0.054129	74.95	0.008116	9235	0.005456
$M_{15b}=115$	-	1423.48	1067.61	0.060888	107.31	0.003438	31213	0.012871
$M_{25b}=115$	-	1423.48	1067.61	0.060888	107.31	0.003438	31213	0.012871
$M_{35b}=115$	-	1423.48	1067.61	0.060888	107.31	0.003438	31213	0.012871
$M_{45b}=130$	-	1629.85	1222.39	0.059244	122.45	0.003524	34753	0.012488
$M_{14c}=40$	N=52.50	791.50	791.50	0.065373	36.57	0.006731	5433	0.006961
$M_{24a}=210$	N=414	2522.54	2522.54	0.035144	194.27	0.005908	32886	0.004601
$M_{24c}=210$	N=414	2522.54	2522.54	0.035144	194.27	0.005908	32886	0.004601
$M_{34a}=210$	N=375	2603.43	2603.43	0.038798	194.32	0.005806	33467	0.005204
$M_{34c}=210$	N=375	2603.43	2603.43	0.038798	194.32	0.005806	33467	0.005204
$M_{44a}=210$	N=380	2592.81	2592.81	0.038289	194.52	0.005820	33422	0.005121
$M_{44c}=210$	N=380	2592.81	2592.81	0.038289	194.52	0.005820	33422	0.005121
$M_{54c}=50$	N=278.50	494.48	494.48	0.039255	42.90	0.008516	5039	0.003520
$M_{14b}=205$	-	2615.82	1961.87	0.054578	194.82	0.003848	50634	0.011369
$M_{24b}=205$	-	2615.82	1961.87	0.054578	194.82	0.003848	50634	0.011369
$M_{34b}=205$	-	2615.82	1961.87	0.054578	194.82	0.003848	50634	0.011369
$M_{44b}=160$	-	2024.25	1518.18	0.056911	151.38	0.003668	41277	0.011933
$M_{13c}=125$	N=9.80	2049.63	2049.63	0.061892	114.79	0.004624	24829	0.009097
$M_{23a}=200$	N=600.32	2038.08	2038.08	0.024250	188.56	0.006557	28758	0.002767
$M_{23c}=200$	N=600.32	2038.08	2038.08	0.024250	188.56	0.006557	28758	0.002767
$M_{33a}=200$	N=525	2147.79	2147.79	0.027714	186.28	0.006222	29941	0.003366
$M_{33c}=200$	N=525	2147.79	2147.79	0.027714	186.28	0.006222	29941	0.003366
$M_{43a}=200$	N=532	2136.68	2136.38	0.027350	186.46	0.006245	29860	0.003304
$M_{43c}=200$	N=532	2136.68	2136.38	0.027350	186.46	0.006245	29860	0.003304
$M_{53c}=150$	N=433.50	1440.95	1440.95	0.033602	133.91	0.005807	23059	0.004336
$M_{13b}=250$	-	3213.62	2410.21	0.053000	238.86	0.003997	59759	0.010983
$M_{23b}=250$	-	3213.62	2410.21	0.053000	238.86	0.003997	59759	0.010983
$M_{33b}=250$	-	3213.62	2410.21	0.053000	238.86	0.003997	59759	0.010983
$M_{43b}=240$	-	2711.04	2033.28	0.144310	201.94	0.003863	52278	0.031437

**Çizelge 6.5** Şekil 6.5' deki çerçeve sistemin son limit ve akma limiti momentleri ve eğrilikleri, kolon hesap yükleri, donatı alanları, eğilme rijitlikleri ve plastik mafsalsal dönme kapasiteleri (devam ediyor).

M(kNm)	N(kN)	A <sub>s</sub> '(mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	φ <sub>u</sub> (rad/m)	M <sub>y</sub> (kNm)	φ <sub>v</sub> (rad/m)	EI(kNm <sup>2</sup> )	θ <sub>a</sub> (rad)
M <sub>12c</sub> =85	N=28.48	1302.50	1302.50	0.065703	77.59	0.004379	17722	0.009745
M <sub>22a</sub> =230	N=777.60	1647.77	1647.77	0.021068	212.07	0.005694	37247	0.002681
M <sub>22c</sub> =230	N=777.60	1647.77	1647.77	0.021068	212.07	0.005694	37247	0.002681
M <sub>32a</sub> =230	N=675	1787.10	1787.10	0.024250	209.21	0.005346	39133	0.003307
M <sub>32c</sub> =230	N=675	1787.10	1787.10	0.024250	209.21	0.005346	39133	0.003307
M <sub>42a</sub> =230	N=675	1787.10	1787.10	0.024250	209.21	0.005346	39133	0.003307
M <sub>42c</sub> =230	N=675	1787.10	1787.10	0.024250	209.21	0.005346	39133	0.003307
M <sub>52c</sub> =130	N=601.50	817.53	817.53	0.024210	115.62	0.006376	18135	0.002727
M <sub>12b</sub> =260	-	3338.79	2504.09	0.052733	248.10	0.004025	61634	0.010916
M <sub>22b</sub> =260	-	3338.79	2504.09	0.052733	248.10	0.004025	61634	0.010916
M <sub>32b</sub> =260	-	3338.79	2504.09	0.052733	248.10	0.004025	61634	0.010916
M <sub>42b</sub> =295	-	3434.80	2576.10	0.124467	255.32	0.004034	63292	0.026956
M <sub>11c</sub> =70	N=44.80	964.29	964.29	0.081075	64.06	0.004088	15673	0.012257
M <sub>21a</sub> =285	N=916	1631.52	1631.52	0.019856	256.68	0.004859	52828	0.002892
M <sub>21c</sub> =285	N=916	1631.52	1631.52	0.019856	256.68	0.004859	52828	0.002892
M <sub>31a</sub> =285	N=825	1758.89	1758.89	0.022046	254.25	0.004661	54547	0.003364
M <sub>31c</sub> =285	N=825	1758.89	1758.89	0.022046	254.25	0.004661	54547	0.003364
M <sub>41a</sub> =285	N=819	1768.03	1768.03	0.022208	254.02	0.004648	54656	0.003399
M <sub>41c</sub> =285	N=819	1768.03	1768.03	0.022208	254.02	0.004648	54656	0.003399
M <sub>51c</sub> =140	N=786	804.41	804.41	0.018512	133.23	0.007733	17229	0.001662
M <sub>11b</sub> =220	-	2818.30	2113.72	0.053977	209.73	0.003901	53758	0.011224
M <sub>21b</sub> =220	-	2818.30	2113.72	0.053977	209.73	0.003901	53758	0.011224
M <sub>31b</sub> =220	-	2818.30	2113.72	0.053977	209.73	0.003901	53758	0.011224
M <sub>41b</sub> =250	-	2841.12	2130.84	0.140179	211.52	0.003896	54287	0.030504

Çerçevenin bütün kiriş plastik mafsalları ilk olarak kuşatılmamış-pekleşmeli duruma göre çözümlenmiş; 41b, 42b ve 43b plastikleşme mafsallarında dönme kapasitelerin aşıldığı gözlemlendiğinden bu üç kesit ikinci kez kuşatılmış-pekleşmeli durum için ele alınmıştır. Böylece bütün kiriş plastik mafsallarında dönme uygunluğu sağlanmıştır. Çerçevenin 72 adet mafsala ait plastik dönme değerleri ve bunların kapasiteler ile karşılaştırılması şöyledir.

**PLASTİK MAFSAL  
DÖNMELERİ**

$$\theta_{11b}=0.008402$$

<

$$\theta_{12b}=0.003264$$

<

$$\theta_{11c}=0.014696$$

>

**PLASTİK MAFSAL DÖNME  
KAPASİTELERİ**

$$\theta_{11b}=0.011224$$

$$\theta_{12b}=0.010916$$

$$\theta_{11c}=0.012257$$

$\theta_{12c}=0.008623$	<	$\theta_{12c}=0.009745$
$\theta_{21c}=0.018010$	>	$\theta_{21c}=0.002892$
$\theta_{22c}=0.003416$	>	$\theta_{22c}=0.002681$
$\theta_{21b}=0.009300$	<	$\theta_{21b}=0.011224$
$\theta_{22b}=0.001419$	<	$\theta_{22b}=0.010916$
$\theta_{31c}=0.011700$	>	$\theta_{31c}=0.003364$
$\theta_{32c}=0.003565$	>	$\theta_{32c}=0.003307$
$\theta_{21a}=0.002973$	>	$\theta_{21a}=0.002892$
$\theta_{22a}=0.008441$	>	$\theta_{22a}=0.002681$
$\theta_{31b}=0.008756$	<	$\theta_{31b}=0.011224$
$\theta_{32b}=0.000864$	<	$\theta_{32b}=0.010916$
$\theta_{41c}=0.011705$	>	$\theta_{41c}=0.003399$
$\theta_{42c}=0.004110$	>	$\theta_{42c}=0.003307$
$\theta_{31a}=0.003058$	<	$\theta_{31a}=0.003364$
$\theta_{32a}=0.008590$	>	$\theta_{32a}=0.003307$
$\theta_{13b}=0.003996$	<	$\theta_{13b}=0.010983$
$\theta_{23b}=0.001464$	<	$\theta_{23b}=0.010983$
$\theta_{13c}=0.012020$	>	$\theta_{13c}=0.009097$
$\theta_{23c}=0.011192$	>	$\theta_{23c}=0.002767$
$\theta_{33c}=0.011330$	>	$\theta_{33c}=0.003366$
$\theta_{23a}=0.011218$	>	$\theta_{23a}=0.002767$
$\theta_{33b}=0.002137$	<	$\theta_{33b}=0.010983$
$\theta_{43c}=0.011876$	>	$\theta_{43c}=0.003304$
$\theta_{33a}=0.011356$	>	$\theta_{33a}=0.003304$
$\theta_{14b}=0.001928$	<	$\theta_{14b}=0.011369$
$\theta_{14c}=0.008920$	>	$\theta_{14c}=0.006961$
$\theta_{24c}=0.010133$	>	$\theta_{24c}=0.004601$
$\theta_{24b}=0.001234$	<	$\theta_{24b}=0.011369$
$\theta_{34c}=0.010189$	>	$\theta_{34c}=0.005204$
$\theta_{24a}=0.010556$	>	$\theta_{24a}=0.004601$

$\theta_{34b}=0.002861$	<	$\theta_{34b}=0.011369$
$\theta_{44c}=0.009511$	>	$\theta_{44c}=0.005121$
$\theta_{34a}=0.010611$	>	$\theta_{34a}=0.005204$
$\theta_{15c}=0.006685$	>	$\theta_{15c}=0.006373$
$\theta_{25c}=0.006411$	>	$\theta_{25c}=0.004079$
$\theta_{15b}=0.004865$	<	$\theta_{15b}=0.012971$
$\theta_{25b}=0.002402$	<	$\theta_{25b}=0.012971$
$\theta_{35c}=0.006501$	>	$\theta_{35c}=0.004785$
$\theta_{25a}=0.006576$	>	$\theta_{25a}=0.004079$
$\theta_{35b}=0.001737$	<	$\theta_{35b}=0.012871$
$\theta_{45c}=0.004882$	<	$\theta_{45c}=0.004893$
$\theta_{35a}=0.006666$	>	$\theta_{35a}=0.004785$
$\theta_{16c}=0.007136$	<	$\theta_{16c}=0.009220$
$\theta_{26c}=0.010062$	>	$\theta_{26c}=0.006888$
$\theta_{16b}=0.006044$	<	$\theta_{16b}=0.012661$
$\theta_{26b}=0.001651$	<	$\theta_{26b}=0.012661$
$\theta_{36c}=0.010088$	>	$\theta_{36c}=0.007000$
$\theta_{26a}=0.010962$	>	$\theta_{26a}=0.006888$
$\theta_{36b}=0.001122$	<	$\theta_{36b}=0.012661$
$\theta_{36a}=0.010987$	>	$\theta_{36a}=0.007000$
$\theta_{46c}=0.010802$	>	$\theta_{46c}=0.007021$
$\theta_{41b}=0.011142$	<	$\theta_{41b}=0.030504$
$\theta_{42b}=0.012085$	<	$\theta_{42b}=0.026956$
$\theta_{51c}=0.009669$	>	$\theta_{51c}=0.001662$
$\theta_{52c}=0.003735$	>	$\theta_{52c}=0.002727$
$\theta_{41a}=0.003608$	>	$\theta_{41a}=0.003399$
$\theta_{42a}=0.009146$	>	$\theta_{42a}=0.003307$
$\theta_{43b}=0.011187$	<	$\theta_{43b}=0.031437$
$\theta_{43a}=0.010673$	>	$\theta_{43a}=0.003304$
$\theta_{43a}=0.010673$	>	$\theta_{43a}=0.003304$

$\theta_{53c}=0.000755$	<	$\theta_{53c}=0.004336$
$\theta_{44b}=0.005447$	<	$\theta_{44b}=0.011933$
$\theta_{44a}=0.008980$	>	$\theta_{44a}=0.005121$
$\theta_{54c}=0.001633$	<	$\theta_{54c}=0.003520$
$\theta_{45b}=0.006765$	<	$\theta_{45b}=0.012488$
$\theta_{45a}=0.007339$	>	$\theta_{45a}=0.004893$
$\theta_{55c}=0.004458$	>	$\theta_{55c}=0.005456$
$\theta_{46b}=0.009552$	<	$\theta_{46b}=0.012255$
$\theta_{46a}=0.011564$	>	$\theta_{46a}=0.007021$
$\theta_{56c}=0.006940$	<	$\theta_{56c}=0.008903$

Bizden istenen bu çerçevenin göçme riskinin  $10^{-6}$  dan küçük olup olmadığının denetlenmesidir.

#### Çözüm:

Bir önceki örnekte de belirtildiği gibi  $10^{-6}$  göçme riskinden düşük düzeyli riskin oluşması için  $\beta > 4.754$  olmalıdır. Yapısal çerçeve sistem güçlü kolon zayıf kiriş ilkesine göre çözümlendiğine göre bütün kiriş plastik mafsallarında ilgili koşulun sağlandığı gösterilmelidir.

Bu amaçla değişkenler normal dağılımlı kabul edilerek doğrudan çözüm ile saptanan güvenilirlik indeksleri tüm kiriş mafsalları için  $\beta > 4.754$  bulunmuştur. Bu duruma ilişkin hesap detayları Çizelge 6.6' da görülmektedir. Performans fonksiyonu  $Z = \theta_a - \theta_p$  ifadesine eşittir. Bu bağıntının açık hali şöyledir,  $Z = \left( \phi_u - \phi_y M_u / M_y \right) L_p - \theta_p$ .

Çizelge 6.6 Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>16b mafsalı</b>			
$\phi_u \text{ (rad/m)}$	0.067250	0.0049250	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.702^{-7}$
$\phi_y \text{ (rad/m)}$	0.003683	0.0002683	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.305^{-9}$
$M_u \text{ (kNm)}$	45	4.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.229^{-9}$
$M_y \text{ (kNm)}$	42	4.2	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.229^{-9}$
$L_p \text{ (m)}$	0.2	0.002	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.603^{-8}$
$\theta \text{ (rad)}$	0.006044	0.0004240	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.798^{-7}$
$m_z = 0.006617$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.182^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.087^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.087$			
<b>26b mafsalı</b>			
$\phi_u \text{ (rad/m)}$	0.067250	0.0049250	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.702^{-7}$
$\phi_y \text{ (rad/m)}$	0.003683	0.0002683	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.305^{-9}$
$M_u \text{ (kNm)}$	45	4.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.229^{-9}$
$M_y \text{ (kNm)}$	42	4.2	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.229^{-9}$
$L_p \text{ (m)}$	0.2	0.002	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.603^{-8}$
$\theta \text{ (rad)}$	0.001651	0.0007650	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 5.852^{-7}$
$m_z = 0.011010$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.587^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.260^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.738$			
<b>36b mafsalı</b>			
$\phi_u \text{ (rad/m)}$	0.067250	0.0049250	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.702^{-7}$
$\phi_y \text{ (rad/m)}$	0.003683	0.0002683	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.305^{-9}$
$M_u \text{ (kNm)}$	45	4.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.229^{-9}$
$M_y \text{ (kNm)}$	42	4.2	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.229^{-9}$
$L_p \text{ (m)}$	0.2	0.002	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.603^{-8}$
$\theta \text{ (rad)}$	0.001122	0.0007360	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 5.417^{-7}$
$m_z = 0.011539$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.544^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.243^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.283$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı)  
(devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>46b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.065250	0.0015250	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.303^{-8}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003764	0.0003764	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 6.314^{-9}$
$M_u$ (kNm)	50	5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.314^{-9}$
$M_y$ (kNm)	47.37	4.737	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.314^{-9}$
$L_p$ (m)	0.2	0.002	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.502^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.009552	0.0000955	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 9.124^{-9}$
$m_z = 0.002703$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.361^{-7} \Rightarrow \sigma_z = 3.689^{-4}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 7.327$			
<b>15b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.060888	0.0050888	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.311^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003438	0.0002438	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.456^{-9}$
$M_u$ (kNm)	115	11.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.872^{-9}$
$M_y$ (kNm)	107.31	10.731	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.872^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.657^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.004865	0.0003865	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.494^{-7}$
$m_z = 0.008006$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.494^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.222^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.552$			
<b>25b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.060888	0.0050888	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.311^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003438	0.0002438	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.456^{-9}$
$M_u$ (kNm)	115	11.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.872^{-9}$
$M_y$ (kNm)	107.31	10.731	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.872^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.657^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.002402	0.0001402	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.966^{-8}$
$m_z = 0.010469$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.364^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.168^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.963$			

Çizelge 6.6 Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) (devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>35b mafsalı</b>			
$\phi_u(\text{rad/m})$	0.060888	0.0050888	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.311^{-6}$
$\phi_y(\text{rad/m})$	0.003438	0.0002438	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 3.456^{-9}$
$M_u(\text{kNm})$	115	11.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 6.872^{-9}$
$M_y(\text{kNm})$	107.31	10.731	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 6.872^{-9}$
$L_p(\text{m})$	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.657^{-8}$
$\theta(\text{rad})$	0.001737	0.0002737	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 7.491^{-8}$
$m_z = 0.011134$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.420^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.192^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.341$			
<b>45b mafsalı</b>			
$\phi_u(\text{rad/m})$	0.059244	0.0034244	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 5.937^{-7}$
$\phi_y(\text{rad/m})$	0.003524	0.0001124	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 7.209^{-10}$
$M_u(\text{kNm})$	130	13	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 7.086^{-9}$
$M_y(\text{kNm})$	122.45	12.245	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 7.086^{-9}$
$L_p(\text{m})$	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.560^{-8}$
$\theta(\text{rad})$	0.006765	0.0004354	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.896^{-7}$
$m_z = 0.005723$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 8.137^{-7} \Rightarrow \sigma_z = 9.021^{-4}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.344$			
<b>14b mafsalı</b>			
$\phi_u(\text{rad/m})$	0.054578	0.0044578	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.006^{-6}$
$\phi_y(\text{rad/m})$	0.003848	0.0002848	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.547^{-9}$
$M_u(\text{kNm})$	205	20.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.300^{-9}$
$M_y(\text{kNm})$	194.82	19.482	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.300^{-9}$
$L_p(\text{m})$	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.293^{-8}$
$\theta(\text{rad})$	0.001928	0.0001928	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 3.717^{-8}$
$m_z = 0.009441$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.077^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.038^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.095$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı)  
(devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>24b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.054578	0.0044578	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.006^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003848	0.0002848	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.547^{-9}$
$M_u$ (kNm)	205	20.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.300^{-9}$
$M_y$ (kNm)	194.82	19.482	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.300^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.293^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.001234	0.0001234	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.523^{-8}$
$m_z = 0.010135$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.055^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.027^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.869$			
<b>34b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.054578	0.0044578	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 1.006^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003848	0.0002848	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.547^{-9}$
$M_u$ (kNm)	205	20.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.300^{-9}$
$M_y$ (kNm)	194.82	19.482	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.300^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.293^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.002861	0.0001861	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 3.463^{-8}$
$m_z = 0.008508$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.075^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.037^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.204$			
<b>44b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.056911	0.0039590	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 7.935^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003668	0.0002668	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.026^{-9}$
$M_u$ (kNm)	160	16	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 7.609^{-9}$
$M_y$ (kNm)	151.38	15.138	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 7.609^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.424^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.005447	0.0003427	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 1.174^{-7}$
$m_z = 0.006486$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 9.440^{-7} \Rightarrow \sigma_z = 9.716^{-4}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.676$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) (devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>13b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053000	0.0043000	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.361^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003997	0.0002997	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.981^{-9}$
$M_u$ (kNm)	250	25	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.860^{-9}$
$M_y$ (kNm)	238.86	23.886	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.860^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.206^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.003996	0.0002996	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 8.976^{-8}$
$m_z = 0.006988$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.061^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.030^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.784$			
<b>23b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053000	0.0043000	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.361^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003997	0.0002997	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.981^{-9}$
$M_u$ (kNm)	250	25	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.860^{-9}$
$M_y$ (kNm)	238.86	23.886	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.860^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.206^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.001464	0.0001464	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 2.143^{-8}$
$m_z = 0.009520$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 9.920^{-7} \Rightarrow \sigma_z = 9.960^{-4}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.558$			
<b>33b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053000	0.0043000	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.361^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003997	0.0002997	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 4.981^{-9}$
$M_u$ (kNm)	250	25	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.860^{-9}$
$M_y$ (kNm)	238.86	23.886	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.860^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.206^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.002137	0.0002137	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 4.567^{-8}$
$m_z = 0.008847$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.016^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.008^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.777$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı)  
(devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>43b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.144310	0.0103310	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 5.403^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003863	0.0002863	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 5.861^{-9}$
$M_u$ (kNm)	240	24	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 1.067^{-8}$
$M_y$ (kNm)	201.94	20.194	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 1.067^{-8}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 9.883^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.011187	0.0009187	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 8.440^{-7}$
$m_z = 0.020250$	$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 6.373^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 2.524^{-3}$		
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.023$			
<b>12b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.052733	0.0042733	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.245^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.004025	0.0003025	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 5.088^{-9}$
$M_u$ (kNm)	260	26	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 9.007^{-9}$
$M_y$ (kNm)	248.10	24.810	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 9.007^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.192^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.003264	0.0002264	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 5.126^{-8}$
$m_z = 0.007652$	$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.011^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.005^{-3}$		
$\beta = m_z / \sigma_z = 7.614$			
<b>22b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.052733	0.0042733	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.245^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.004025	0.0003025	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 5.088^{-9}$
$M_u$ (kNm)	260	26	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 9.007^{-9}$
$M_y$ (kNm)	248.10	24.810	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 9.007^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.192^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.001419	0.0007419	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 5.504^{-7}$
$m_z = 0.009497$	$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.510^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.229^{-3}$		
$\beta = m_z / \sigma_z = 7.727$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı)  
(devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>32b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.052733	0.0042733	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 9.245^{-7}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.004025	0.0003025	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 5.088^{-9}$
$M_u$ (kNm)	260	26	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 9.007^{-9}$
$M_y$ (kNm)	248.10	24.810	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 9.007^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.192^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.000864	0.0002640	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 6.970^{-8}$
$m_z = 0.010052$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 1.029^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 1.014^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.913$			
<b>42b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.124467	0.0086467	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 3.785^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.004034	0.0003034	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 6.221^{-9}$
$M_u$ (kNm)	295	29.5	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 1.100^{-8}$
$M_y$ (kNm)	255.32	25.532	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 1.100^{-8}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 7.266^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.012085	0.0009085	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 8.254^{-7}$
$m_z = 0.014871$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 4.711^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 2.170^{-3}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.853$			
<b>11b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053977	0.0011039	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 6.169^{-8}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003901	0.0000400	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 8.913^{-11}$
$M_u$ (kNm)	220	22	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.477^{-9}$
$M_y$ (kNm)	209.73	20.973	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.477^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.260^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.008402	0.0000840	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 7.056^{-9}$
$m_z = 0.002822$			$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 9.839^{-8} \Rightarrow \sigma_z = 3.137^{-4}$
$\beta = m_z / \sigma_z = 8.996$			

**Çizelge 6.6** Örnek 6.7 ile ilgili doğrudan çözüm sonuçları (değişkenler normal dağılımlı) (devam ediyor).

$X_i$	$m_i$	$\sigma_i$	$(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \text{ (rad)}^2$
<b>21b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053977	0.0011039	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 6.169^{-8}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003901	0.0000400	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 8.913^{-11}$
$M_u$ (kNm)	220	22	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.477^{-9}$
$M_y$ (kNm)	209.73	20.973	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.477^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.260^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.009300	0.0000930	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 8.649^{-9}$
$m_z = 0.001924$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 9.998^{-8} \Rightarrow \sigma_z = 3.162^{-4}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 6.085$			
<b>31b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.053977	0.0011039	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 6.169^{-8}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003901	0.0000400	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 8.913^{-11}$
$M_u$ (kNm)	220	22	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 8.477^{-9}$
$M_y$ (kNm)	209.73	20.973	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 8.477^{-9}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 1.260^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.008756	0.0000876	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 7.674^{-9}$
$m_z = 0.002468$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 9.901^{-8} \Rightarrow \sigma_z = 3.147^{-4}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 7.842$			
<b>41b mafsalı</b>			
$\phi_u$ (rad/m)	0.140179	0.0081790	$(L_p)^2 \sigma_{\phi_u}^2 = 3.387^{-6}$
$\phi_y$ (rad/m)	0.003896	0.0002896	$(-M_u L_p / M_y)^2 \sigma_{\phi_y}^2 = 5.931^{-9}$
$M_u$ (kNm)	250	25	$(-\phi_y L_p / M_y)^2 \sigma_{M_u}^2 = 1.073^{-8}$
$M_y$ (kNm)	211.52	21.152	$(\phi_y M_u L_p / M_y^2)^2 \sigma_{M_y}^2 = 1.073^{-8}$
$L_p$ (m)	0.225	0.00225	$(\phi_u - \phi_y M_u / M_y)^2 \sigma_{L_p}^2 = 9.305^{-8}$
$\theta$ (rad)	0.011142	0.0008142	$(-1)^2 \sigma_{\theta}^2 = 6.629^{-7}$
$m_z = 0.019362$		$\text{Var}(Z) = \sigma_z^2 = 4.170^{-6} \Rightarrow \sigma_z = 2.042^{-3}$	
$\beta = m_z / \sigma_z = 9.482$			

Doğrudan çözümleme sonuçlarına göre en düşük güvenilirlik 21b plastik mafsalında  $M_{21b}=220\text{kNm}$  plastikleşme momenti karşılığı bulunmaktadır ve bu değer 6.085' e eşittir. En büyük tasarım momentlerinden biri etkisindeki söz konusu mafsalın, ortalama değeri ve dolayısıyla  $\beta$  güvenilirlik indeksi küçük olduğundan çerçevenin en kritik kesiti kabul edilebilir. Böylece limit tasarlanmış çerçevenin güvenilirliği bu mafsal kesitinin gerçek dağılımlı iterasyonla çözümlenmesinden elde edilecek güvenilirliğe eşit olarak alınabilir. 21b mafsalı için iterasyonla ( $M_u$ ,  $M_y$  Tip I asimptotik dağılımlı) çözüm aşağıdadır.

### 1. İterasyon

$$\alpha_{M_u} = \pi / (22\sqrt{6}) = 0.058297719 \quad (5.60)$$

$$u_{M_u} = 220 - 0.577/0.058297719 = 210.103 \quad (5.61)$$

$$F_{M_u}(x^*) = \exp[-e(-0.058297719(220 - 210.103))] = 0.5703 \quad (5.62)$$

$$f_{M_u}(x^*) = 0.058297719 \exp\{-0.058297719(220 - 210.103) - e[-0.058297719(220 - 210.103)]\} = 0.018671427 \quad (5.63)$$

$$\sigma_{M_u}^N = \frac{\phi(0.177)}{0.018671427} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.018671427} = 21.034 \quad (5.50)$$

$$m_{M_u}^N = 220 - 21.034 * 0.177 = 216.277 \quad (5.48)$$

$$\alpha_{M_y} = \pi / (20.973\sqrt{6}) = 0.061152425 \quad (5.60)$$

$$u_{M_y} = 209.73 - 0.577/0.061152425 = 200.295 \quad (5.61)$$

$$F_{M_y}(x^*) = \exp[-e(-0.061152425(209.73 - 200.295))] = 0.5703 \quad (5.62)$$

$$f_{M_y}(x^*) = 0.061152425 \exp\{-0.061152425(209.73 - 200.295) - e[-0.061152425(209.73 - 200.295)]\} = 0.019585719 \quad (5.63)$$

$$\sigma_{M_y}^N = \frac{\phi(0.177)}{0.019585719} = \frac{(2\pi)^{-0.5} e(-0.5 * 0.177^2)}{0.019585719} = 20.052 \quad (5.50)$$

$$m_{M_y}^N = 209.73 - 20.052 * 0.177 = 206.181 \quad (5.48)$$

$$(\partial g / \partial X'_{\phi_u})_* = 0.0011039 * (0.225) = 0.000248 \quad (\text{bahis 5.4.2})$$

$$\alpha_{\phi_u}^* = 0.7911 \quad (5.33)$$

$$(\partial g / \partial X'_{\phi_y})_* = 0.0000400 * (-220 * 0.225 / 209.73) = -0.000009 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{\phi_y}^* = -0.0287 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_{M_u})_* = 21.034 * (-0.003901 * 0.225 / 209.73) = -0.000088 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{M_u}^* = -0.2807 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_{M_y})_* = 20.052 * (0.003901 * 220 * 0.225 / 209.73^2) = 0.000088 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{M_y}^* = 0.2807 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_{L_p})_* = 0.00225 * (0.053977 - 0.003901 * 220 / 209.73) = 0.000112 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{L_p}^* = 0.3573 \text{ (5.33)}$$

$$(\partial g / \partial X'_{\theta})_* = 0.000093 * (-1) = -0.000093 \text{ (bahis 5.4.2)}$$

$$\alpha_{\theta}^* = -0.2967 \text{ (5.33)}$$

$$x_{\phi_u}^* = 0.053977 - 0.7911 * 0.0011039\beta = 0.053977 - 0.000873\beta \text{ (5.53)}$$

$$x_{\phi_y}^* = 0.003901 - (-0.0287) * 0.00004\beta = 0.003901 - 0.000001\beta \text{ (5.53)}$$

$$x_{M_u}^* = 216.277 - (-0.2807) * 21.034\beta = 216.277 + 5.904244\beta \text{ (5.53)}$$

$$x_{M_y}^* = 206.181 - 0.2807 * 20.052\beta = 206.181 - 5.628596\beta \text{ (5.53)}$$

$$x_{L_p}^* = 0.225 - 0.3573 * 0.00225\beta = 0.225 - 0.000804\beta \text{ (5.53)}$$

$$x_{\theta}^* = 0.009300 - (-0.2967) * 0.000093\beta = 0.009300 + 0.000028\beta \text{ (5.53)}$$

$$Z = [(0.053977 - 0.000873\beta) - (0.003901 + 0.000001\beta) * (216.277 + 5.904244\beta) / (206.181 - 5.628596\beta)] * (0.225 - 0.000804\beta) - (0.009300 + 0.000028\beta) = 0$$

$$\beta = 6$$

Bu iterasyona ve sonrakilere ait sonuçlar Çizelge 6.7' de özetlenmiştir.

Çizelge 6.7 Örnek 6.7 ile ilgili iterasyon sonuçları ( $M_u$ ,  $M_y$  Tip I asimptotik dağılımlı).

$X_i$	$x_i^*$	$\sigma_i^N$	$m_i^N$	$(\partial g / \partial X_i)_*$	$\alpha_i^*$	Yeni $x_i^*$
<b>1. İterasyon</b>						
$\phi_u$	0.053977	0.0011039	0.053977	0.000248	0.7911	0.053977-0.000873 $\beta$
$\phi_y$	0.003901	0.0000400	0.003901	-0.000009	-0.0287	0.003901+0.000001 $\beta$
$M_u$	220	21.034	216.277	-0.000088	-0.2807	216.277+5.904244 $\beta$
$M_y$	209.73	20.052	206.181	0.000088	0.2807	206.181-5.628596 $\beta$
$L_p$	0.225	0.00225	0.225	0.000112	0.3573	0.225-0.000804 $\beta$
$\theta$	0.009300	0.0000930	0.009300	-0.000093	-0.2967	0.009300+0.000028 $\beta$
$\beta=6$						
<b>2. İterasyon</b>						
$\phi_u$	0.048739	0.0011039	0.053977	0.000243	0.7385	0.053977-0.000815 $\beta$
$\phi_y$	0.003907	0.0000400	0.003901	-0.000013	-0.0395	0.003901+0.000002 $\beta$
$M_u$	251.702	32.881	206.524	-0.000164	-0.4984	206.524+16.387890 $\beta$
$M_y$	172.409	8.833	195.760	0.000064	0.1945	195.760-1.718018 $\beta$
$L_p$	0.220	0.00225	0.225	0.000097	0.2948	0.225-0.000663 $\beta$
$\theta$	0.009468	0.0000930	0.009300	-0.000093	-0.2826	0.009300+0.000026 $\beta$
$\beta=5.875$						
<b>3. İterasyon</b>						
$\phi_u$	0.049188	0.0011039	0.053977	0.000244	0.6491	0.053977-0.000717 $\beta$
$\phi_y$	0.003912	0.0000400	0.003901	-0.000014	-0.0372	0.003901+0.000001 $\beta$
$M_u$	302.803	50.426	171.087	-0.000235	-0.6252	171.087+31.526335 $\beta$
$M_y$	185.667	12.179	202.254	0.000092	0.2448	202.254-2.981419 $\beta$
$L_p$	0.221	0.00225	0.225	0.000096	0.2554	0.225-0.000575 $\beta$
$\theta$	0.009453	0.0000930	0.009300	-0.000093	-0.2474	0.009300+0.000023 $\beta$
$\beta=5.675$						
<b>4. İterasyon</b>						
$\phi_u$	0.049908	0.0011039	0.053977	0.000245	0.5810	0.053977-0.000641 $\beta$
$\phi_y$	0.003907	0.0000400	0.003901	-0.000017	-0.0403	0.003901+0.000002 $\beta$
$M_u$	349.999	63.444	131.527	-0.000297	-0.7043	131.527+44.683609 $\beta$
$M_y$	185.334	12.085	202.124	0.000107	0.2537	202.124-3.065964 $\beta$
$L_p$	0.222	0.00225	0.225	0.000096	0.2276	0.225-0.000512 $\beta$
$\theta$	0.009430	0.0000930	0.009300	-0.000093	-0.2205	0.009300+0.000020 $\beta$
$\beta=5.675$						

Çizelgeden de izlenebileceği gibi gerçek dağılımlı duruma ilişkin  $\beta$  güvenilirlik indeksi 5.675 bulunmaktadır. Bu değer 4.754 değerinden büyük olduğu için çerçevenin göçme riski  $10^{-6}$  dan küçük olacaktır.

## 7. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Tez çalışması ile elde edilen sonuçlar ve konuya ilişkin öneriler aşağıda ifade edilmiştir.

(1) Limit tasarımda monotonik yükleme etkisindeki yapısal sistemler için, malzemelerin gerçek davranışları düşünülerek hesap yapılması istenen hallerde “Malzeme Davranış Modelleri” bahsinde açıklanan modellerin kullanılması uygundur. Bu şekilde donatıda varsa pekleşmenin ve kuşatmanın; kuşatma etkisi nedeniyle betonda oluşan mukavemet artışının hesaba katılması mümkün olur. Bu modellerin kullanılması halinde “Eğilme ve Birleşik Eğilme Etkisinde Kalan Yapısal Eleman Kesitlerinin Çözümlemesi ve Tasarımı” bahsindeki algoritmalarla hesap yapılması doğru bir yaklaşım olacaktır.

(2) Yapılan çalışmalar limit tasarımın temel koşulu olan dönme uygunluğunu en çok etkileyen unsurların; boyuna donatı, kuşatma donatısı ve donatıdaki pekleşme etkisi olduğunu göstermiştir. Buna göre boyuna donatı eğer çekmeye çalışıyorsa donatı oranının aşırı olmamasına dikkat edilmelidir. Çünkü çekme donatısı plastik dönme kapasitesini azaltmaktadır. Yine donatıda varsa pekleşme plastik dönme hesaplarında muhakkak gözönüne alınmalıdır. Zira pekleşmenin ihmal edilmesi mukavemet açısından olumlu bir yaklaşımken, dönmelerin gerçek değerlerinden küçük bulunarak, dönme ve kapasitelerin doğru şekilde karşılaştırılmaması dolayısıyla tehlikeli bir durum yaratır. Böylece kesitlerin plastik dönmeleri hesaplanıyorsa donatıdaki pekleşmenin ihmal edilmemesi gerekir. Dönme uygunluğu kapasiteyi artıran basınç ve/veya kuşatma donatısının kullanımı ile sağlanabilir. Bir kesitte basınç donatısı, deprem halinde momentlerin yer değiştirebileceği düşünülerek aynı kesitteki çekme donatısının en az yarısı kadar kullanılmalıdır. Kuşatma donatısı için de tek kısıtlama yanal donatı oranının 0.03 değerini aşmaması koşuludur.

(3) Mekanizmalar ile yapılan çalışmalara göre genel olarak düşey yüklerin kiriş; yatay yüklerin ise kat mekanizması yarattığı ancak bir yapı için en elverişsiz durumların kiriş ve kat mekanizmalarının toplanmasıyla elde edilen birleşik mekanizmalar için olduğu söylenebilir. Düşey yayılı yükleme ve yatay tekil yükler etkisindeki çerçeve sistemlerde birleşik mekanizmaların basitleştirilmiş hesabı, yayılı yüklerin eşdeğer tekil yükler olarak

ele alınması ile yapılabilir. Yapılan hesaplamalar düşey ve yatay yükleme etkisindeki çerçeve sistemlerin, Baker'ın önerdiği mafsalların haricinde bir adet mafsallın oluşması ile bütün olarak göçeceğini göstermiştir. Bu durum bize adı geçen kişi tarafından önerilmiş mekanizmanın limit tasarımda kullanılmasının uygun olacağını ifade etmektedir. Yine Baker mafsall modeli hatırlanacak olursa bu mafsalların gerektiğinde dönme kapasitelerinin kolay bir şekilde artırılacağı adreslerde olduğu söylenebilir. Çünkü kiriş ve kolon birleşim bölgelerinde oluşturduğu kabul edilen plastik kesitler basınç donatılıdır ve etriye sıklaştırmasının doğal olarak yapıldığı kısımlardır.

(4) Limit tasarımın Baker'ın önerdiği mekanizma ve plastik momentler dağılımına göre yapılabilmesi için tüm plastik mafsallarda, elastik olmayan dönmelerin sıfırdan farklı ve pozitif olması ve ayrıca kısmi yeniden dağılımın engellenmesi için plastik dönme kapasitelerinin aşılmaması gerekmektedir. Bu koşullar plastik momentlerde ayarlama yapılarak ve/veya plastik dönme kapasitelerini artırıcı önlemler kullanılarak sağlanabilecek hususlardır.

(5) Z performans fonksiyonuna ilişkin güvenilirlik, doğrudan ya da değişkenleri normal dağılımlı kabul edilerek iteratif metodla saptanırsa birbirine oldukça yakın güvenilirlik indeksleri elde edilir. İterasyon değişkenlerin gerçek dağılımları düşünülerek uygulandığında ise  $\beta$  ilk iki saptamadan oldukça farklı -küçük- bulunmaktadır. Bu da yapısal sistemlerin göçme risklerinin iterasyonlu ve gerçek dağılımlı duruma göre hesaplanması gerektiğini, aksi halde güvenli tasarımılanmış sanılan yapıların aslında güvensiz olabileceğini gösterir. Ancak söz konusu ilk iki yöntem iterasyonlu kesin hesap yapılmadan evvel kaba bir fikir edinmek ve/veya değişkenlerin ortalamaları ve izin verilebilecek standart sapmalarının tayininde bir başlangıç değeri belirlemek için kullanılabilir.

(6) Uygulamada yapısal sistemlerin bireysel değişkenlerine ait tüm bilgiler elde edilememektedir. Bu yüzden değişkenlerin dağılımlarını ifade edecek fonksiyonlar ortalama değer ve standart sapmalara bağlı olarak üretilmektedir. Yapılar için en kötü durumlar sağlanan malzeme mukavemetlerinin minimum ve sisteme gelen dış yük

etkilerinin maksimum olması halinde oluşacağından; malzeme mukavemetlerine ilişkin dağılımların lognormal ve yüklere ilişkin dağılımların Tip I asimptotik fonksiyonlar olarak düşünülmesi uygundur. Tekrarlamalı hesapları gerektiren, gerçek dağılımlı iteratif yöntemde, hesaplar, bu dağılımlar normal dağılıma dönüştürülerek basitleştirme yapılabilir.

(7) Limit durumlara göre tasarlanan yapılarda göçme olasılıklarının bilinmesi taşıma gücüne göre yapılan hesaplamalardan daha önemlidir. Çünkü, yapısal elemanlar güçlerinin son evresine çok yakın olacak şekilde çalıştırılmakta ve böylece sağlandığı zannedilen koşullarda meydana gelebilecek küçük sapmalar bile son limitlerin aşılmasına neden olabilmektedir. Böylece limit tasarıma göre hesaplanan bir yapının inşası sırasında oluşabilecek yapım hataları; kalıp açılmaları, aks kaçmaları, projeye uygun donatı konulmaması, tahta kalıp kullanmak, harman betonu üretmek, kalıp alma sürelerine ve kür kurallarına itina göstermemek vs, büyük güvensizlikler yaratabilir. Söz konusu hataların fazla oluşabileceği hallerde bireysel değişkenlerin ve dolayısıyla performans fonksiyonunun standart sapması önemli miktarda artacak ve güvenilirlik azalacaktır. Güvenilirliği artırmanın iki yöntemi malzeme mukavemetlerinin artırılması ve/veya standart sapmalarının azaltılması ya da yük ile ilgili ortalama değerlerin ve/veya standart sapmaların düşürülmesidir. Bizler doğayı idare edemeyeceğimize göre yüklerle ilgili ortalama değerleri düşürme şansımız pek azdır. Kalıcılığın malzeme mukavemetlerinin ortalama değerleri fazlaştırılarak sağlanması ise ekonomik açıdan iyi olmaz, buna karşın iyi bir uygulama ile malzeme mukavemetlerine ilişkin standart sapmaların azaltılması uygun çözüm olabilir. Buna göre limit durumlara göre yapılan tasarımda bireysel değişkenlerin standart sapmaları mutlak surette düşük tutulmalıdır bu sağlanamayacaksa hesap metodu değiştirilmelidir. Özetle, yapının projeye tam uygun inşa edilebileceğine inanılıyorsa limit tasarım kullanılabilir ve yapı elemanları plastik evrede çalıştırıldığı için ekonomik çözüm sağlanmış olur.

(8) Bütün anlatılanlara göre Baker yaklaşımı monotonik yükleme durumunda ve en büyük kesit tesirleri eğilme momentleri iken, dikkatli işçilik ve ihtimamla istenen göçme riski sınırı aşılmayacak şekilde plastik tasarım yapılmasına olanak sunan ekonomik bir hesap modelidir. Ancak yaklaşım, eğilme momenti tesiri haricindeki etkiler için de geçerli olacak

şekilde düzenlenmeli, genel yükleme halinde sadece monotonik değil devirli ve tekrarlı yüklerin de yapılara etkiyebileceği düşünülerek bu yönlerden de yetkinleştirilmelidir. Yaklaşım hakkında, henüz piyasada kullanılabilecek bilgi düzeyine erişilmediği ve dolayısıyla konunun bir müddet daha akademik çalışma ve düzenlemeleri gerektirdiği söylenebilir. Ayrıca yapılan irdelemelerin dikdörtgen kesitli elemanlar için olduğu hatırlanırsa spiral donatılabilecek farklı kesitler - yuvarlak, sekizgen vs - için de çalışmalara ihtiyaç duyulacağı açıktır. Yine tez kapsamında kolonlar kuşatılmamış-pekleşmesiz duruma göre incelendiğinden çalışmaların bu etkinin dikkate alınmasını sağlayacak şekilde sürdürülebilmesi için, kolonlara ilişkin hesap algoritmalarına ilgili değişikliklerin yansıtılması gerekmektedir.



**KAYNAKLAR**

Arda, T. S. ve Uzgider, E., (1986), Çelik Yapılarda Taşıma Gücü, İTÜ Kütüphanesi, 1326, İstanbul.

Aysal, E., (1994), Çelik Plastik Hesap Ders Notları, YTÜ, İstanbul (yayımlanmamış).

Baker, A. L. L., (1949), Reinforced Concrete, Concrete Publications Limited, London.

Baker, A. L. L., (1956), The Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced & Prestressed Concrete Frames, Concrete Publications Limited, London.

Baker, A. L. L., (1958), "Ultimate Load Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames", 277-304, Proceedings of a Symposium on the Strength of Concrete Structures, Cement and Concrete Association Press, London.

Baker, A. L. L. and Amarakone, A. M. N., (1964), "Inelastic Hyperstatic Frames Analysis", 85-142, Proceedings of the International Symposium , November 10-12, 1964, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, Fla.

Baker, J. and Heyman, J., (1969), Plastic Design of Frames (Fundamentals), Cambridge University Press, Britain.

Beckett, D., (1967), The Ultimate Load Design of Continuous Concrete Beams, Plenum Press, New York.

Chen, W. and Han, D. J., (1988), Plasticity for Structural Engineers, Springer-Verlag, Berlin.

Cohn, M. Z., (1964), "Rotation Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams", 359-382, Proceedings of the International Symposium , November 10-12, 1964, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, Fla.

Chon, M. Z., (1967), "Limit-Design Solution for Concrete Structures", Journal of the Structural Division , ASCE/ Proceedings of the American Society of Civil Engineers, February, 93(1) : 37-57.

Girgin, K., (1996), Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü (yayımlanmamış).

Gündüz, A., (1980), Betonarme, Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesap, Kazmaz Matbaası, İstanbul.

Gündüz, A., (1984), "Kuşatılmış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinin Hesaplanmasıyla İlgili Bir Algoritma", Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1. Ayrı Baskı: 21-30.

Gündüz, A., (1985), “Kuşatılmamış Betonla İlgili Bir Gerilme-Birim Deformasyon Hesap İlişkisi”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 2: 29-36.

Gündüz, A., (1986a), “Kuşatılmamış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinde Moment-Eğrilik İlişkilerinin Belirlenmesiyle İlgili Bir Tasarım Algoritması”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1: 17-28.

Gündüz, A., (1986b), “Yapısal Tasarımda Kısmi Güvenlik Katsayılarının Belirlenmesiyle İlgili Bir Yaklaşım”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1: 29-38.

Gündüz, A., (1986c), “An Algorithm for the Evaluation of Partial Safety Factors Associated with the Time-Variant Loads in Structural Design ”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 3: 51-60.

Gündüz, A., (1986d), “Assessment of Model Uncertainties in Structural Design”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 4: 29-38.

Gündüz, A., (1987a), “Betonarme Kiriş Kesitlerinin CEB Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarımıyla İlgili Bir Algoritma”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 3,4. Ayrı Baskı: 27-34.

Gündüz, A., (1987b), “Betonarme Yapıların Güvenilirliğine Dayanan Tasarımı”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 33 (328): 10-15.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1988a), “Kuşatılmamış Kesitli Betonarme Kirişlerin Son Limit Eğriliği ve Momenti Üzerinde Çelik Pekleşmesi Etkisi ”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1: 35-42.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1988b), “Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Akma Limiti ve Son Limit Momentlerinin ve Düktilite Oranının Belirlenmesi”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1. Ayrı Baskı: 43-52.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1988c), “Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Son Limit Momentinin ve Eğriliğinin Donatıdaki Pekleşme Gözönüne Alınarak Belirlenmesi”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 2. Ayrı Baskı: 13-20.

Gündüz, A., (1989), “Dikdörtgen Çelik Halkalarla Kuşatılmış Basınç Etkisinde Kalan Betonun Gerilme-Birim Deformasyon Davranışıyla İlgili Geliştirilmiş Bir Tasarım Modeli”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1. Ayrı Baskı: 1-10.

Gündüz, A., (1990a), “Kuşatılmış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitleriyle İlgili Geliştirilmiş Bir Tasarım algoritması”, Teknik Dergi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, 1(3): 133-146.

Gündüz, A., (1990b), “Donatı Çeliği Son Limit Birim Deformasyonu Tasarım Değerinin Belirlenmesi”, Türkiye Mühendislik Haberleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, 36(350): 7-10.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1991), "Betonarme Kirişlerde Plastik Mafsal Dönme Kapasitelerinin Belirlenmesiyle İlgili Bir Yaklaşım", Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 1-4: 29-36.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1993), "Kuşatılmamış Betonlu Kısa Kolonlar İçin Geliştirilmiş Tasarım Algoritmaları", Yıldız Üniversitesi Dergisi, 4. Ayrı Baskı: 17-26.

Gündüz, A. ve Noyan, S., (1994), "Betonarme Kısa Kolonların Akma Limitine Göre Çözümlemesi", Yıldız Üniversitesi Dergisi, 2. Ayrı Baskı: 37-46.

Gündüz, A., (1996), Mühendislikte Olasılık, İstatistik, Risk ve Güvenilirlik, Küre Basım Yayım, İstanbul.

Heyman, J., (1971), Plastic Design of Frames (Applications), Cambridge University Press, Britain.

Hodge, P. G., (1967), Yapıların Plastik Analizi, (Çev., E. Şuhubi ve V. Cinemre), İTÜ Kütüphanesi, 708, İstanbul.

Hughes, B. P., (1971), Limit State Theory for Reinforced Concrete, Pitman Press, Great Britain.

Institution Research Committee, (1962), "Ultimate Load Design of Concrete Structures", 399-442, Proceedings of the Institution of Civil Engineering (ICE), February 21, 1962 Research Report, London; Discussion, 225-269, October 23, 1962; Reply to Written Discussion, 532-537, November 24, 1962.

İnşaat Mühendisleri Odası, (1996), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 25, İzmir.

Jones, L. L., (1966), Ultimate Load Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures, Frederick Ungar Publishing Corporation, New York.

Kachanov, L. M., (1974), Fundamentals of the Theory of Plasticity, Mir Publishers, Moscow.

Kalaszky, S., (1989), Plasticity Theory and Engineering Applications, Akadémiai Kiadó és Vállalat, Budapest (Hungary).

Mattock, A. H., (1964), "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams", 143-181, Proceedings of the International Symposium , November 10-12, 1964, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, Fla.

Neal, B. G., (1963), The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall Limited, London.

Noyan, S., (1994), Çok-Katlı ve Çok-Açıklıklı Betonarme Düzlem Çerçeve Sistemlerin Limit Tasarımı İçin Geliştirilmiş Bir Yaklaşım, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü (yayımlanmamış).

Park, R. and Paulay, T., (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York.

Roy, H. E. H. and Sozen, M. A., (1964), "Ductility of Concrete", 213-235, Proceedings of the International Symposium , November 10-12, 1964, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, Fla.

Spunt, L., (1971), Optimum Structural Design, Prentice-Hall, New Jersey (America).

Tankut, T., (1990), "Yerinde Tutulmuş Boyuna Çubukların Sargılama Etkisi", Teknik Dergi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, 1(3): 169-175.

Thompson, K. J. and Park, R., (1980), "Moment-Curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members", Proceedings Institution of Civil Engineers (ICE), June, 69(2): 317-341.

Türk Standartları Enstitüsü, (1984), Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 500-84), Ankara.

Vahidi, E. K., (1991), Betonarme Yapısal Eleman Göçme Risklerinin Tahmin Edilmesiyle İlgili Yaklaşımlar, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü (yayımlanmamış).

Venkatraman, B. and Patel, S. A., (1970), Structural Mechanics with Introductions to Elasticity and Plasticity, McGraw-Hill Book Company, New York.

**BİBLİYOGRAFYA**

CEB, (1985), Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, Bulletin d'Information , April, 165, Lausanne.

CEB, (1991), "CEB/FIP Model Code 1990", Final Draft, Bulletin d'Information, July, 203:1-3, Lausanne.

JCSS/Joint Committee on Structural Safety, (1981), "General Principles on Quality Assurance and on Reliability for Structural Design" Report, International Association for Bridge and Structural Engineering/IABSE, April, Zurich.

Kent, D. C. and Park, R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Proceedings ASCE, July, 97(St7): 1969-1990.

Kinney, J. S., (1957), Indeterminate Strucural Analysis, Addison-Wesley, Massachusetts.

Neal, B. G. and Saymods, P. S., (1952), "The Rapid Calculation of the Plastic Collapse Load for a Framed Structure", Proceedings ICE, 1(3):58.



**EKLER**

EK 1	Kuşatılmamış Beton Hesap Katsayıları
EK 2	$\psi$ Çizelgeleri
EK 3	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ )
EK 4	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ )
EK 5	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ )
EK 6	$k_1$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ )
EK 7	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ )
EK 8	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ )
EK 9	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.002$ )
EK 10	$k_2$ Çizelgesi ( $k_3=1$ , $\epsilon_{c0}=0.0022$ )
EK 11	K Çizelgeleri
EK 12	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ )
EK 13	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ )
EK 14	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ )
EK 15	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=1$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ )
EK 16	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ )
EK 17	$\psi_C$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ )
EK 18.	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ )
EK 19	$\epsilon_{ccu}$ Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ , $\epsilon_{cc0}=0.002K$ )
EK 20	Kiriş Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (b Tipi)
EK 21	Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (a Tipi)
EK 22	Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (c Tipi)
EK 23	Standart Normal Dağılıma İlişkin Olasılık Çizelgesi

### Ek 1 Kuşatılmamış Beton Hesap Katsayıları

Mayıs 1996 Türk Deprem Yönetmeliği, deprem bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında birtakım sınırlamalar getirmektedir. Bu sınırlamalardan bazıları beton mukavemeti ile ilgilidir. Şöyle ki, tüm betonarme binalarda C16' dan düşük dayanımlı beton kullanılamaz ve 1. ile 2. derece deprem bölgelerinde kullanılacak beton için C20' den düşük mukavemetli beton seçilemez. Mayıs 1996 Deprem Yönetmeliği'nde C50' den yüksek dayanımlı beton kullanılan hallerde bir alternatifin de donatı yerine çelik profil seçilmesi olduğuna işaret edilmekte, ancak bu tercihin yapılması halinde deprem hesabının ilgili yönetmeliğe göre olamayacağı belirtilmektedir. Yazar son limit durum hesapları ile bir yapı projesinin tasarlanması halinde bu yapının teknolojik imkanların yüksek olduğu yerlerde inşa edilebileceğini düşünmekte ve limit tasarlanan projelerin büyük kentlerde inşa edilebileceğini varsaymaktadır. Bu kentlerin 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde olması sebebi ile Ankara (1. ve 2.), İstanbul (1. ve 2.), İzmir (1.) vb. en az C20 betonu kullanılması gerekmektedir. Ayrıca duyarlı hesaplamalar neticesinde C50 betonundan yüksek mukavemetli betonun kullanımının gerektiği hallerde daha farklı hesaplamalara gidilebileceği kanısıyla - donatı olarak çelik profil tercih etmek ve özel bir deprem hesabı kullanmak gibi - beton cinsi C50 ile sınırlandırılmıştır. Böylece limit hesapta kullanılacak çizelgeler C20 - C50 beton sınıfları için düzenlenmiştir. Maksimum beton deformasyonu değerlerinde CEB/FIP MC 90 istemlerine uyulmuştur.

Kuşatılmamış betonla ilgili olarak oluşturulan  $\Psi$  çizelgelerinde aynı beton sınıfı için  $\varepsilon_{C0}$  ve  $k_3$  değerlerinin artması  $\Psi$ 'yi artırmaktadır.

$$\Psi_{\varepsilon_{C0}=0.002} < \Psi_{\varepsilon_{C0}=0.0022}$$

$$\Psi_{k_3=0.85} < \Psi_{k_3=1}$$

$\Psi$  değerleri beton mukavemeti arttıkça büyümektedir ancak  $k_1$  ve  $k_2$  çizelgelerinden açıkça izlenebileceği gibi izin verilen maksimum birim kısalma değerleri küçülmektedir. Ayrıca  $k_1$  ve  $k_2$  katsayılarının Gündüz' ün (1986a)  $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{C0}=0.002$  kabulüyle, 0.0002~0.004  $\varepsilon_{cm}$  aralığında,  $\varepsilon_{50U}=(0.02067+0.002 f'_{cd})/(f'_{cd}-6.89)$  ve  $f'_{cd}=k_3 f_{ck}/\gamma_{mc}$  ' e göre saptadığı değerlerle uyduğu görülmüştür.  $k_3=0.85$  veya 1;  $\varepsilon_{C0}=0.002$  veya 0.0022 alınabilmektedir.

Böylece;

$k_1$ için,	$k_3=0.85$	$\varepsilon_{C0}=0.002$
	$k_3=0.85$	$\varepsilon_{C0}=0.0022$
	$k_3=1$	$\varepsilon_{C0}=0.002$
	$k_3=1$	$\varepsilon_{C0}=0.0022$

olmak üzere dört ayrı çizelge oluşturulacaktır. Benzer şekilde,

$k_2$ için,	$k_3=0.85$	$\varepsilon_{C0}=0.002$
	$k_3=0.85$	$\varepsilon_{C0}=0.0022$
	$k_3=1$	$\varepsilon_{C0}=0.002$
	$k_3=1$	$\varepsilon_{C0}=0.0022$

olmak üzere dört ayrı çizelge oluşacaktır.

Buna göre kuşatılmamış betona ilişkin (2.11) ve (2.12) bağıntıları, (2.15) ve (2.16) ifadelerinde yazılır gerekli düzenlemeler yapılırsa;

$$a = \frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{C0}},$$

$$b = \frac{2}{3}\varepsilon_{C0}$$

$$c = (1 + \Psi\varepsilon_{C0})(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{C0}),$$

$$d = 0.50\Psi(\varepsilon_{cm}^2 - \varepsilon_{C0}^2)$$

$$e = \frac{5}{12}\varepsilon_{C0}^2,$$

$$f = 0.50(1 + \Psi\varepsilon_{C0})(\varepsilon_{cm}^2 - \varepsilon_{C0}^2)$$

$$g = \left(\frac{\Psi}{3}\right)(\varepsilon_{cm}^3 - \varepsilon_{C0}^3)$$

kabulleri ile;

1.  $\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{C0}$  için,

$$k_1 = \frac{1 - \frac{1}{3}a}{2 - a};$$

$$k_2 = 1 - \frac{\frac{2}{3} - 0.25a}{\left(1 - \frac{1}{3}a\right)}$$

2.  $\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{C0}$  için,

$$k_1 = (b + c - d) \frac{1}{\varepsilon_{cm}};$$

$$k_2 = 1 - \frac{e + f - g}{(b + c - d)\varepsilon_{cm}}$$

olarak bulunur.

Burada  $\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{C0}$  için  $k_1$  ve  $k_2$ 'nin  $a = \frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{C0}}$ , a bağlı olduğuna dikkat edilirse;  $\varepsilon_{C0}$  sınırına

dek  $\varepsilon_{cm}$  değerlerinin beton cinsine bağlı olmadığı ve her çeşit betonda  $k_1$  ve  $k_2$  için aynı değerlerin elde edilmesi gerektiği görülür.

Bulunan değerler izleyen sayfalarda çizelgeler halinde ifade edilmiştir. Çizelgelerin oluşturulmasında yukarıda verilen bilgi ve bağıntılar kullanılmış, Excel 7.0 Tablolama Programından yararlanılmıştır. C20 - C50 beton sınıfları haricinde ya da betonda izin verilebilen maksimum birim kısalma sınırlarının farklı seçildiği durumlarda,  $k_1$  ve  $k_2$  katsayılarının hesabı için yukarıda verilen bağıntılar rahatlıkla kullanılabilir, ancak birikim hatalarını engellemek için işlemsel hassasiyetin (virgülden sonraki hane sayısı) yüksek tutulması önerilir.

Ek 2  $\Psi$  Çizelgeleri

1.  $k_3=0.85$   $\epsilon_{C0}=0.002$   $\gamma_{mc}=1.50$

Beton sınıfı	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$k_3*f_{cd}$	11.3	14.2	17.0	19.8	22.7	25.5	28.3
$\Psi$	64.3	105.4	146.5	187.6	228.7	269.8	310.8

2.  $k_3=0.85$   $\epsilon_{C0}=0.0022$   $\gamma_{mc}=1.50$

Beton sınıfı	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$k_3*f_{cd}$	11.3	14.2	17.0	19.8	22.7	25.5	28.3
$\Psi$	66.0	110.1	155.6	202.8	251.7	302.4	355

3.  $k_3=1.0$   $\epsilon_{C0}=0.002$   $\gamma_{mc}=1.50$

Beton sınıfı	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$k_3*f_{cd}$	13.3	16.7	20	23.3	26.7	30	33.3
$\Psi$	93.3	141.7	190	238.3	286.7	335	383.3

4.  $k_3=1.0$   $\epsilon_{C0}=0.0022$   $\gamma_{mc}=1.50$

Beton sınıfı	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$k_3*f_{cd}$	13.3	16.7	20	23.3	26.7	30	33.3
$\Psi$	97	150.2	205.6	263.4	323.8	386.8	452.8

$$\epsilon_{50U} = \frac{3 + 0.29k_3f_{cd}}{145k_3f_{cd} - 1000}$$

$$\text{ve } \Psi = \frac{0.50}{\epsilon_{50U} - \epsilon_{C0}}$$

Ek 3  $k_1$  Çizelgesi ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{c0}=0.002$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509
0.0003	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514
0.0004	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519
0.0005	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524
0.0006	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529
0.0007	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535
0.0008	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542
0.0009	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548
0.001	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
0.0011	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563
0.0012	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571
0.0013	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580
0.0014	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590
0.0015	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
0.0016	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611
0.0017	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623
0.0018	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636
0.0019	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651
0.002	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.0021	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682
0.0022	0.696	0.696	0.696	0.695	0.695	0.695	0.694
0.0023	0.709	0.708	0.707	0.706	0.706	0.705	0.704
0.0024	0.720	0.719	0.717	0.716	0.715	0.713	0.712
0.0025	0.730	0.728	0.726	0.724	0.722	0.720	0.718
0.0026	0.739	0.736	0.733	0.731	0.728	0.725	0.722
0.0027	0.747	0.744	0.740	0.736	0.732	0.729	0.725
0.0028	0.755	0.750	0.745	0.740	0.736	0.731	0.726
0.0029	0.761	0.755	0.750	0.744	0.738	0.732	0.727
0.003	0.767	0.760	0.753	0.747	0.740	0.733	0.726
0.0031	0.772	0.764	0.756	0.748	0.740	0.732	
0.0032	0.777	0.768	0.759	0.749	0.740		
0.0033	0.781	0.771	0.760	0.750	0.739		
0.0034	0.785	0.774	0.762	0.750			
0.0035	0.789	0.776	0.762				
0.0036	0.792	0.777	0.763				
0.0037	0.795	0.779					
0.0038	0.797	0.780					
0.0039	0.799	0.780					
0.004	0.801						
0.0041	0.803						
0.0042	0.804						
0.0043	0.805						

Ek 4  $k_1$  Çizelgesi ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{c0}=0.0022$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508
0.0003	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512
0.0004	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517
0.0005	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521
0.0006	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526
0.0007	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532
0.0008	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537
0.0009	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543
0.001	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549
0.0011	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
0.0012	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562
0.0013	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570
0.0014	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578
0.0015	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586
0.0016	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595
0.0017	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605
0.0018	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615
0.0019	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627
0.002	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639
0.0021	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652
0.0022	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.0023	0.681	0.681	0.681	0.681	0.681	0.681	0.680
0.0024	0.694	0.694	0.693	0.693	0.692	0.692	0.691
0.0025	0.705	0.705	0.704	0.703	0.702	0.701	0.700
0.0026	0.716	0.715	0.713	0.712	0.710	0.709	0.707
0.0027	0.725	0.723	0.721	0.719	0.717	0.714	0.712
0.0028	0.734	0.731	0.728	0.725	0.722	0.719	0.715
0.0029	0.742	0.738	0.734	0.730	0.726	0.722	0.717
0.003	0.749	0.744	0.739	0.734	0.729	0.723	0.718
0.0031	0.755	0.749	0.743	0.737	0.731	0.724	
0.0032	0.761	0.754	0.747	0.739	0.732		
0.0033	0.766	0.757	0.749	0.741	0.732		
0.0034	0.770	0.761	0.751	0.741			
0.0035	0.775	0.764	0.753				
0.0036	0.778	0.766	0.754				
0.0037	0.782	0.768					
0.0038	0.785	0.770					
0.0039	0.788	0.771					
0.004	0.790						
0.0041	0.792						
0.0042	0.794						
0.0043	0.796						

Ek 5  $k_1$  Çizelgesi ( $k_3=1.0$ ,  $\varepsilon_{C0}=0.002$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509	0.509
0.0003	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514	0.514
0.0004	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519	0.519
0.0005	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524
0.0006	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529
0.0007	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535	0.535
0.0008	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542	0.542
0.0009	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548
0.001	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
0.0011	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563	0.563
0.0012	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571
0.0013	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580
0.0014	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590	0.590
0.0015	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
0.0016	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611
0.0017	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623	0.623
0.0018	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636	0.636
0.0019	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651	0.651
0.002	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.0021	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682	0.682
0.0022	0.696	0.696	0.695	0.695	0.694	0.694	0.693
0.0023	0.708	0.707	0.706	0.705	0.705	0.704	0.703
0.0024	0.719	0.718	0.716	0.714	0.713	0.711	0.709
0.0025	0.729	0.726	0.724	0.721	0.719	0.717	0.714
0.0026	0.737	0.734	0.730	0.727	0.724	0.720	0.717
0.0027	0.745	0.740	0.736	0.731	0.727	0.723	0.718
0.0028	0.751	0.746	0.740	0.735	0.729	0.724	0.718
0.0029	0.757	0.750	0.744	0.737	0.730	0.723	0.717
0.003	0.762	0.754	0.746	0.738	0.730	0.722	0.714
0.0031	0.767	0.757	0.748	0.738	0.729	0.720	
0.0032	0.771	0.760	0.749	0.738	0.727		
0.0033	0.774	0.762	0.749	0.737	0.725		
0.0034	0.777	0.763	0.749	0.735			
0.0035	0.780	0.764	0.748				
0.0036	0.782	0.764	0.747				
0.0037	0.783	0.764					
0.0038	0.785	0.764					
0.0039	0.786	0.763					
0.004	0.787						
0.0041	0.787						
0.0042	0.787						
0.0043	0.788						

Ek 6  $k_1$  Çizelgesi ( $k_3=1.0$ ,  $\varepsilon_{c0}=0.0022$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508
0.0003	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512	0.512
0.0004	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517	0.517
0.0005	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521	0.521
0.0006	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526	0.526
0.0007	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532
0.0008	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537	0.537
0.0009	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543	0.543
0.001	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549
0.0011	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
0.0012	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562	0.562
0.0013	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570	0.570
0.0014	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578
0.0015	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586	0.586
0.0016	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595	0.595
0.0017	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605	0.605
0.0018	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615
0.0019	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627	0.627
0.002	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639	0.639
0.0021	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652
0.0022	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.0023	0.681	0.681	0.681	0.681	0.681	0.680	0.680
0.0024	0.694	0.693	0.693	0.692	0.692	0.691	0.691
0.0025	0.705	0.704	0.703	0.702	0.700	0.700	0.699
0.0026	0.715	0.713	0.712	0.710	0.708	0.706	0.704
0.0027	0.724	0.721	0.719	0.716	0.713	0.710	0.707
0.0028	0.732	0.728	0.725	0.721	0.717	0.713	0.709
0.0029	0.739	0.734	0.730	0.725	0.720	0.714	0.709
0.003	0.745	0.740	0.734	0.727	0.721	0.714	0.707
0.0031	0.751	0.744	0.737	0.729	0.721	0.713	
0.0032	0.756	0.747	0.739	0.730	0.720		
0.0033	0.760	0.750	0.740	0.729	0.718		
0.0034	0.764	0.753	0.741	0.729			
0.0035	0.767	0.754	0.741				
0.0036	0.770	0.755	0.740				
0.0037	0.772	0.756					
0.0038	0.774	0.756					
0.0039	0.776	0.756					
0.004	0.777						
0.0041	0.778						
0.0042	0.779						
0.0043	0.779						

Ek 7  $k_2$  Çizelgesi ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{c0}=0.002$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336
0.0003	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338
0.0004	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339
0.0005	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341
0.0006	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343
0.0007	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344
0.0008	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346
0.0009	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348
0.001	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
0.0011	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352
0.0012	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354
0.0013	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356
0.0014	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359
0.0015	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361
0.0016	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364
0.0017	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366
0.0018	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369
0.0019	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372
0.002	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
0.0021	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.379
0.0022	0.382	0.382	0.382	0.382	0.382	0.383	0.383
0.0023	0.385	0.386	0.386	0.386	0.387	0.387	0.388
0.0024	0.389	0.389	0.390	0.391	0.391	0.392	0.393
0.0025	0.392	0.393	0.394	0.395	0.396	0.397	0.398
0.0026	0.396	0.397	0.398	0.399	0.401	0.402	0.403
0.0027	0.399	0.401	0.402	0.404	0.406	0.407	0.409
0.0028	0.403	0.404	0.406	0.408	0.410	0.412	0.414
0.0029	0.406	0.408	0.410	0.413	0.415	0.418	0.420
0.003	0.409	0.412	0.414	0.417	0.420	0.423	0.426
0.0031	0.412	0.415	0.418	0.421	0.425	0.428	
0.0032	0.415	0.418	0.422	0.426	0.429		
0.0033	0.418	0.422	0.426	0.430	0.434		
0.0034	0.420	0.425	0.429	0.434			
0.0035	0.423	0.428	0.433				
0.0036	0.426	0.431	0.436				
0.0037	0.428	0.434					
0.0038	0.431	0.437					
0.0039	0.433	0.440					
0.004	0.435						
0.0041	0.438						
0.0042	0.440						
0.0043	0.442						

Ek 8  $k_2$  Çizelgesi ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{C0}=0.0022$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336
0.0003	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337
0.0004	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339
0.0005	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340
0.0006	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342
0.0007	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343
0.0008	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345
0.0009	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346
0.001	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348
0.0011	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
0.0012	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352
0.0013	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354
0.0014	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356
0.0015	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358
0.0016	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360
0.0017	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362
0.0018	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
0.0019	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367
0.002	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370
0.0021	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372
0.0022	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
0.0023	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378
0.0024	0.381	0.381	0.381	0.382	0.382	0.382	0.382
0.0025	0.384	0.385	0.385	0.386	0.386	0.386	0.387
0.0026	0.388	0.388	0.389	0.390	0.390	0.391	0.392
0.0027	0.391	0.392	0.393	0.394	0.395	0.396	0.397
0.0028	0.394	0.395	0.397	0.398	0.399	0.401	0.403
0.0029	0.397	0.400	0.401	0.402	0.404	0.406	0.408
0.003	0.400	0.402	0.404	0.407	0.409	0.411	0.414
0.0031	0.404	0.406	0.408	0.411	0.414	0.417	
0.0032	0.406	0.409	0.412	0.415	0.418		
0.0033	0.409	0.413	0.416	0.420	0.423		
0.0034	0.412	0.416	0.420	0.424			
0.0035	0.415	0.419	0.423				
0.0036	0.417	0.422	0.427				
0.0037	0.420	0.425					
0.0038	0.423	0.428					
0.0039	0.425	0.431					
0.004	0.428						
0.0041	0.430						
0.0042	0.432						
0.0043	0.435						

Ek 9  $k_2$  Çizelgesi ( $k_3=1.0$ ,  $\epsilon_{C0}=0.002$ )

$\epsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336
0.0003	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338
0.0004	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339
0.0005	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341	0.341
0.0006	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343
0.0007	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344	0.344
0.0008	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346
0.0009	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348
0.001	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
0.0011	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352
0.0012	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354
0.0013	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356
0.0014	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359	0.359
0.0015	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361	0.361
0.0016	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364
0.0017	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366	0.366
0.0018	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369	0.369
0.0019	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372
0.002	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
0.0021	0.378	0.378	0.378	0.378	0.379	0.379	0.379
0.0022	0.382	0.382	0.382	0.383	0.383	0.383	0.383
0.0023	0.386	0.386	0.386	0.387	0.387	0.388	0.388
0.0024	0.389	0.390	0.391	0.392	0.392	0.393	0.394
0.0025	0.392	0.394	0.395	0.396	0.397	0.398	0.397
0.0026	0.397	0.398	0.400	0.401	0.403	0.404	0.406
0.0027	0.400	0.402	0.404	0.406	0.408	0.410	0.412
0.0028	0.404	0.406	0.408	0.411	0.413	0.416	0.418
0.0029	0.407	0.410	0.413	0.416	0.419	0.422	0.425
0.003	0.411	0.414	0.417	0.421	0.424	0.427	0.431
0.0031	0.414	0.418	0.422	0.425	0.429	0.433	
0.0032	0.417	0.421	0.426	0.430	0.435		
0.0033	0.420	0.425	0.430	0.435	0.440		
0.0034	0.423	0.429	0.434	0.440			
0.0035	0.426	0.432	0.438				
0.0036	0.429	0.436	0.442				
0.0037	0.432	0.439					
0.0038	0.435	0.442					
0.0039	0.438	0.446					
0.004	0.440						
0.0041	0.443						
0.0042	0.445						
0.0043	0.448						

Ek 10  $k_2$  Çizelgesi ( $k_3=1.0$ ,  $\varepsilon_{C0}=0.0022$ )

$\varepsilon_{cm}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0.0002	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336
0.0003	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337	0.337
0.0004	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339
0.0005	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340
0.0006	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342	0.342
0.0007	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343	0.343
0.0008	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345	0.345
0.0009	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346
0.001	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348
0.0011	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
0.0012	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352	0.352
0.0013	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354
0.0014	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356
0.0015	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358
0.0016	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360
0.0017	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362	0.362
0.0018	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365
0.0019	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367	0.367
0.002	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370
0.0021	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372	0.372
0.0022	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
0.0023	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378	0.378
0.0024	0.381	0.381	0.382	0.382	0.382	0.382	0.383
0.0025	0.385	0.385	0.386	0.386	0.387	0.387	0.388
0.0026	0.388	0.389	0.390	0.391	0.391	0.392	0.393
0.0027	0.392	0.393	0.394	0.395	0.396	0.398	0.399
0.0028	0.395	0.397	0.398	0.400	0.402	0.404	0.405
0.0029	0.398	0.400	0.402	0.405	0.407	0.409	0.412
0.003	0.402	0.404	0.407	0.409	0.412	0.415	0.419
0.0031	0.405	0.408	0.411	0.414	0.418	0.422	
0.0032	0.408	0.412	0.415	0.419	0.423		
0.0033	0.412	0.416	0.420	0.424	0.429		
0.0034	0.415	0.419	0.424	0.429			
0.0035	0.418	0.423	0.428				
0.0036	0.421	0.426	0.432				
0.0037	0.424	0.430					
0.0038	0.427	0.433					
0.0039	0.429	0.437					
0.004	0.432						
0.0041	0.435						
0.0042	0.437						
0.0043	0.440						

## Ek 11 K Çizelgeleri

## 1. S220 donatı çeliği için

K	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	1.055	1.044	1.037	1.031	1.028	1.024	1.017
$\rho_h=0.010$	1.110	1.088	1.073	1.063	1.055	1.049	1.033
$\rho_h=0.015$	1.165	1.132	1.110	1.094	1.083	1.073	1.050
$\rho_h=0.020$	1.220	1.176	1.147	1.126	1.110	1.098	1.066
$\rho_h=0.025$	1.275	1.220	1.183	1.157	1.138	1.122	1.083
$\rho_h=0.030$	1.330	1.264	1.220	1.189	1.165	1.147	1.099

## 2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

K	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	1.105	1.084	1.070	1.060	1.053	1.047	1.032
$\rho_h=0.010$	1.210	1.168	1.140	1.120	1.105	1.093	1.063
$\rho_h=0.015$	1.315	1.252	1.210	1.180	1.158	1.140	1.095
$\rho_h=0.020$	1.420	1.336	1.280	1.240	1.210	1.187	1.126
$\rho_h=0.025$	1.525	1.420	1.350	1.300	1.263	1.233	1.158
$\rho_h=0.030$	1.630	1.504	1.420	1.360	1.315	1.280	1.189

$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (C < C50) \quad \text{ve} \quad K = 1 + 0.75 \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (C \geq C50)$$

Görüldüğü gibi K, kuşatma donatısı oranı ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça yükselmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça azalmaktadır.

Ek 12  $\Psi_C$  Çizelgeleri ( $k_3=1$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.0022K$ )

## 1. S220 donatı çeliği için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	48.12	55.93	60.71	63.78	66.19	67.74	68.37
$\rho_h=0.010$	34.06	36.47	37.55	38.17	38.51	38.73	38.01
$\rho_h=0.015$	27.39	28.06	28.14	28.05	27.97	27.79	26.86
$\rho_h=0.020$	23.49	23.37	23.03	22.68	22.36	22.10	21.01
$\rho_h=0.025$	20.93	20.38	19.79	19.31	18.92	18.57	17.46
$\rho_h=0.030$	19.12	18.31	17.59	17.03	16.56	16.20	15.03

## 2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	52.96	60.59	64.97	67.78	69.80	71.18	70.66
$\rho_h=0.010$	40.14	41.88	42.34	42.39	42.29	42.12	40.34
$\rho_h=0.015$	34.03	33.78	33.09	32.40	31.82	31.27	29.19
$\rho_h=0.020$	30.45	29.26	28.06	27.06	26.24	25.58	23.35
$\rho_h=0.025$	28.10	26.38	24.90	23.73	22.82	22.04	19.80
$\rho_h=0.030$	26.44	24.37	22.73	21.46	20.47	19.67	17.37

Kuşatılmış beton için alçalan doğru eğimi,  $\psi_c$ , parametre değerlerinin saptanmasında (2.5), (2.6) ve (2.7) bağıntıları kullanılmıştır. Bağıntı (2.6)'daki  $b_h/s_h$  oranı 3 kabul edilmiştir. Çizelge  $k_3=1$  için oluşturulmuştur.

Belirlemelere göre  $\psi_c$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça azalmakta ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça yükselmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için artmaktayken daha yüksek yanal donatı oranlarında ise azalmaktadır (bazen de önce artmakta sonra ise azalmaktadır).

**Ek 13  $\Psi_C$  Çizelgeleri ( $k_3=1$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$ )**

1. S220 donatı çeliği için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	47.25	54.75	59.32	62.24	64.52	65.99	66.57
$\rho_h=0.010$	33.65	35.98	37.03	37.63	37.95	38.16	37.46
$\rho_h=0.015$	27.13	27.78	27.86	27.76	27.68	27.51	26.58
$\rho_h=0.020$	23.30	23.18	22.85	22.50	22.18	21.92	20.84
$\rho_h=0.025$	20.79	20.25	19.66	19.18	18.80	18.44	17.34
$\rho_h=0.030$	19.01	18.20	17.49	16.93	16.47	16.11	14.95

2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	51.95	59.26	63.43	66.09	67.99	69.30	68.77
$\rho_h=0.010$	39.60	41.28	41.72	41.75	41.65	41.48	39.73
$\rho_h=0.015$	33.66	33.41	32.72	32.04	31.46	30.92	28.88
$\rho_h=0.020$	30.16	28.99	27.81	26.81	26.00	25.35	23.16
$\rho_h=0.025$	27.86	26.16	24.70	23.55	22.65	21.88	19.66
$\rho_h=0.030$	26.24	24.19	22.57	21.31	20.33	19.55	17.27

Kuşatılmış beton için alçalan doğru eğimi,  $\psi_c$ , parametre değerleri  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$  ise yine aynı bağıntılarla saptanabilir; sadece (2.7) bağıntısı şu şekli alır;

$$\psi_c = \frac{(K - 0.50)}{(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K)}$$

Bağıntı (2.6)'daki  $b_h/s_h$  oranı gene 3 kabul edilmiş ve  $k_3=1$  alınmıştır.

Belirlemelere göre  $\psi_c$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça azalmakta ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça yükselmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için artmaktayken daha yüksek yanal donatı oranlarında ise azalmaktadır (bazen de önce artmakta sonra ise azalmaktadır). Ayrıca bu çizelge bir önceki çizelge ile karşılaştırılacak olursa  $\Psi_{C_{\varepsilon_{cc0}=0.002K}} < \Psi_{C_{\varepsilon_{cc0}=0.0022K}}$  ilişkisinin varlığı görülür.

Ek 14  $\varepsilon_{ccu}$  Çizelgeleri ( $k_3=1$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.0022K$ )

## 1. S220 donatı çeliği için

$\varepsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0067	0.0060	0.0057	0.0055	0.0054	0.0053	0.0052
$\rho_h=0.010$	0.0090	0.0084	0.0081	0.0079	0.0078	0.0077	0.0077
$\rho_h=0.015$	0.0111	0.0106	0.0103	0.0102	0.0101	0.0101	0.0101
$\rho_h=0.020$	0.0131	0.0127	0.0125	0.0124	0.0124	0.0124	0.0125
$\rho_h=0.025$	0.0150	0.0147	0.0146	0.0145	0.0145	0.0146	0.0148
$\rho_h=0.030$	0.0168	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166	0.0167	0.0170

## 2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\varepsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0066	0.0060	0.0056	0.0055	0.0053	0.0052	0.0052
$\rho_h=0.010$	0.0087	0.0081	0.0079	0.0077	0.0077	0.0076	0.0076
$\rho_h=0.015$	0.0106	0.0102	0.0100	0.0099	0.0098	0.0098	0.0099
$\rho_h=0.020$	0.0125	0.0121	0.0119	0.0119	0.0119	0.0119	0.0121
$\rho_h=0.025$	0.0142	0.0139	0.0138	0.0138	0.0138	0.0139	0.0142
$\rho_h=0.030$	0.0159	0.0157	0.0156	0.0157	0.0157	0.0158	0.0163

Kuşatılmış beton için  $\varepsilon_{ccu}$  değerlerinin saptanmasında (2.13) bağıntısı kullanılmış ve  $k_3=1$  alınmıştır.

Belirlemelere göre  $\varepsilon_{ccu}$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça yükselmekte ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça düşmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlalaştıkça düşük yanıl donatı oranları için azalmaktayken orta ile daha yüksek yanıl donatı oranlarında ise önce azalmakta sonra artmaktadır.

Ek 15  $\epsilon_{ccu}$  Çizelgeleri ( $k_3=1$ ,  $\epsilon_{cc0}=0.002K$ )

## 1. S220 donatı çeliği için

$\epsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0066	0.0059	0.0056	0.0054	0.0052	0.0052	0.0051
$\rho_h=0.010$	0.0088	0.0082	0.0079	0.0078	0.0077	0.0076	0.0076
$\rho_h=0.015$	0.0109	0.0104	0.0102	0.0101	0.0100	0.0099	0.0100
$\rho_h=0.020$	0.0129	0.0125	0.0123	0.0123	0.0122	0.0122	0.0124
$\rho_h=0.025$	0.0148	0.0145	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0147
$\rho_h=0.030$	0.0167	0.0164	0.0164	0.0164	0.0165	0.0165	0.0169

## 2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\epsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0065	0.0058	0.0055	0.0053	0.0052	0.0051	0.0051
$\rho_h=0.010$	0.0085	0.0080	0.0077	0.0076	0.0075	0.0075	0.0075
$\rho_h=0.015$	0.0104	0.0100	0.0098	0.0097	0.0097	0.0097	0.0098
$\rho_h=0.020$	0.0123	0.0119	0.0118	0.0117	0.0117	0.0117	0.0120
$\rho_h=0.025$	0.0140	0.0137	0.0136	0.0136	0.0137	0.0137	0.0141
$\rho_h=0.030$	0.0157	0.0154	0.0154	0.0155	0.0156	0.0157	0.0161

Kuşatılmış beton için  $\epsilon_{ccu}$  değerlerinin saptanmasında  $\epsilon_{cc0}=0.002K$  ise yine (2.13) bağıntısı kullanılabilir; sadece bağıntı aşağıdaki şekli alır. Bu çizelgedeki değerler de  $k_3=1$  için belirlenmiştir.

$$\epsilon_{ccu} = K \left( \frac{0.2}{\psi_c} + 0.002 \right)$$

Belirlemelere göre  $\epsilon_{ccu}$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça yükselmekte ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça düşmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanıl donatı oranları için azalmaktayken orta ile daha yüksek yanıl donatı oranlarında ise önce azalmakta sonra artmaktadır. Ayrıca bu çizelge bir önceki çizelge ile karşılaştırılacak olursa  $\epsilon_{ccu_{\epsilon_{cc0}=0.002K}} < \epsilon_{ccu_{\epsilon_{cc0}=0.0022K}}$  ilişkisinin varlığı görülür.

Bütün bu yorumlara ek olarak belirtilmesi gerekir ki, kuşatılmış beton son limit defomasyon değerleri, kuşatılmamış beton son limit kısılma değerlerine göre oldukça büyümüştür. Buda bize kuşatma etkisindeki beton çekirdekten daha fazla yararlanılacağını göstermektedir.

**Ek 16  $\Psi_C$  Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.0022K$ )**

1. S220 donatı çeliği için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	39.78	49.73	55.78	59.71	62.71	64.72	65.72
$\rho_h=0.010$	30.01	33.91	35.72	36.75	37.36	37.77	37.20
$\rho_h=0.015$	24.91	26.63	27.16	27.32	27.38	27.31	26.46
$\rho_h=0.020$	21.77	22.43	22.41	22.22	22.00	21.81	20.77
$\rho_h=0.025$	19.65	19.71	19.36	18.99	18.68	18.37	17.30
$\rho_h=0.030$	18.11	17.80	17.27	16.80	16.38	16.05	14.91

2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	43.71	53.82	59.66	63.43	66.11	67.99	67.91
$\rho_h=0.010$	35.31	38.92	40.26	40.81	41.03	41.07	39.48
$\rho_h=0.015$	30.91	32.04	31.93	31.55	31.15	30.72	28.76
$\rho_h=0.020$	28.19	28.07	27.29	26.51	25.81	25.24	23.09
$\rho_h=0.025$	26.35	25.49	24.34	23.34	22.52	21.80	19.62
$\rho_h=0.030$	25.02	23.68	22.30	21.16	20.24	19.50	17.24

Kuşatılmış beton için alçalan doğru eğimi,  $\psi_c$ , parametre değerleri bu kez  $k_3=0.85$  için belirlenmiştir. Saptamalarda (2.5), (2.6) ve (2.7) bağıntıları kullanılmış ve  $b_h/s_h$  oranı gene 3 kabul edilmiştir. Bağıntı (2.5)  $k_3=0.85$  için şu şekilde ele alınmıştır;

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29k_3f_{cd}}{145k_3f_{cd} - 1000}$$

Belirlemelere göre  $\psi_c$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça azalmakta ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça yükselmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için artmaktayken daha yüksek yanal donatı oranlarında ise azalmaktadır (bazen de önce artmakta sonra ise azalmaktadır). Ayrıca bu çizelge  $k_3=1$  için oluşturulmuş çizelgeyle kıyaslanacak olursa  $\Psi_{C_{k_3=0.85}} < \Psi_{C_{k_3=1}}$  ilişkisinin varlığı görülür.

Ek 17  $\Psi_C$  Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$ )

1. S220 donatı çeliği için

$\Psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	39.19	48.80	54.61	58.36	61.21	63.13	64.06
$\rho_h=0.010$	29.69	33.49	35.25	36.25	36.84	37.23	36.67
$\rho_h=0.015$	24.69	26.37	26.90	27.04	27.11	27.04	26.20
$\rho_h=0.020$	21.61	22.26	22.23	22.05	21.83	21.64	20.61
$\rho_h=0.025$	19.52	19.58	19.23	18.86	18.55	18.25	17.19
$\rho_h=0.030$	18.01	17.69	17.17	16.70	16.29	15.96	14.83

2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\Psi_c$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	43.02	52.76	58.35	61.94	64.49	66.26	66.17
$\rho_h=0.010$	34.89	38.40	39.69	40.22	40.42	40.46	38.90
$\rho_h=0.015$	30.60	31.70	31.59	31.20	30.81	30.39	28.46
$\rho_h=0.020$	27.95	27.82	27.05	26.27	25.59	25.02	22.90
$\rho_h=0.025$	26.15	25.29	24.16	23.16	22.35	21.65	19.49
$\rho_h=0.030$	24.84	23.51	22.15	21.02	20.11	19.37	17.14

Kuşatılmış beton için alçalan doğru eğimi,  $\psi_c$ , parametre değerleri  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$  için yine aynı bağıntılarla saptanmıştır; sadece (2.7) bağıntısı şu şekilde ele alınmıştır;

$$\psi_c = \frac{(K - 0.50)}{(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K)}$$

Bağıntı (2.6)'daki  $b_h/s_h$  oranı gene 3 kabul edilmiş ve  $k_3=0.85$  alınmıştır.

Belirlemelere göre  $\psi_c$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça azalmakta ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça yükselmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için artmaktayken daha yüksek yanal donatı oranlarında ise azalmaktadır (bazen de önce artmakta sonra ise azalmaktadır). Ayrıca bu çizelge bir önceki çizelge ile karşılaştırılacak olursa  $\Psi_{C_{\varepsilon_{cc0}=0.002K}} < \Psi_{C_{\varepsilon_{cc0}=0.0022K}}$  ilişkisinin ve  $k_3=1$  alınarak belirlenmiş çizelge ile kıyaslanması halinde de  $\Psi_{C_{k_3=0.85}} < \Psi_{C_{k_3=1}}$  ilgisinin varlığı görülür.

Ek 18  $\epsilon_{ccu}$  Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ ,  $\epsilon_{cc0}=0.0022K$ )

1. S220 donatı çeliği için

$\epsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0076	0.0065	0.0060	0.0057	0.0055	0.0054	0.0053
$\rho_h=0.010$	0.0098	0.0088	0.0084	0.0081	0.0080	0.0079	0.0078
$\rho_h=0.015$	0.0119	0.0110	0.0106	0.0104	0.0103	0.0102	0.0102
$\rho_h=0.020$	0.0139	0.0131	0.0128	0.0126	0.0125	0.0125	0.0126
$\rho_h=0.025$	0.0158	0.0151	0.0148	0.0147	0.0147	0.0147	0.0149
$\rho_h=0.030$	0.0176	0.0170	0.0168	0.0168	0.0168	0.0168	0.0172

2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\epsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0075	0.0064	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0053
$\rho_h=0.010$	0.0095	0.0086	0.0082	0.0080	0.0078	0.0077	0.0077
$\rho_h=0.015$	0.0114	0.0106	0.0102	0.0101	0.0100	0.0099	0.0100
$\rho_h=0.020$	0.0132	0.0125	0.0122	0.0121	0.0120	0.0120	0.0122
$\rho_h=0.025$	0.0149	0.0143	0.0141	0.0140	0.0140	0.0140	0.0144
$\rho_h=0.030$	0.0166	0.0160	0.0159	0.0158	0.0159	0.0159	0.0164

Kuşatılmış beton için  $\epsilon_{ccu}$  değerlerinin saptanmasında (2.13) bağıntısı kullanılmış ve  $k_3=0.85$  alınmıştır.

Belirlemelere göre  $\epsilon_{ccu}$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça yükselmekte ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça düşmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için azalmaktayken orta ile daha yüksek yanal donatı oranlarında ise önce azalmakta sonra artmaktadır. Ayrıca bu çizelge  $k_3=1$  için oluşturulmuş çizelgeyle kıyaslanacak olursa  $\epsilon_{ccu_{k_3=0.85}} > \epsilon_{ccu_{k_3=1}}$  ilişkisinin varlığı görülür.

**Ek 19  $\varepsilon_{ccu}$  Çizelgeleri ( $k_3=0.85$ ,  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$ )**

1. S220 donatı çeliği için

$\varepsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0075	0.0064	0.0059	0.0056	0.0054	0.0053	0.0052
$\rho_h=0.010$	0.0097	0.0087	0.0082	0.0080	0.0078	0.0077	0.0077
$\rho_h=0.015$	0.0118	0.0108	0.0105	0.0103	0.0102	0.0101	0.0101
$\rho_h=0.020$	0.0137	0.0129	0.0126	0.0125	0.0124	0.0123	0.0125
$\rho_h=0.025$	0.0156	0.0149	0.0147	0.0146	0.0145	0.0145	0.0148
$\rho_h=0.030$	0.0174	0.0168	0.0167	0.0166	0.0166	0.0167	0.0170

2. S420a ve S420b donatı çelikleri için

$\varepsilon_{ccu}$	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\rho_h=0.005$	0.0073	0.0063	0.0058	0.0055	0.0054	0.0053	0.0052
$\rho_h=0.010$	0.0094	0.0084	0.0080	0.0078	0.0077	0.0076	0.0076
$\rho_h=0.015$	0.0112	0.0104	0.0101	0.0099	0.0098	0.0098	0.0099
$\rho_h=0.020$	0.0130	0.0123	0.0120	0.0119	0.0119	0.0119	0.0121
$\rho_h=0.025$	0.0147	0.0141	0.0139	0.0138	0.0138	0.0139	0.0142
$\rho_h=0.030$	0.0164	0.0158	0.0157	0.0157	0.0157	0.0158	0.0163

Kuşatılmış beton için  $\varepsilon_{ccu}$  değerlerinin saptanmasında  $\varepsilon_{cc0}=0.002K$  için yine (2.13) bağıntısı kullanılmıştır; sadece bağıntı aşağıdaki şekilde ele alınmıştır. Bu çizelgedeki değerler de  $k_3=0.85$  için belirlenmiştir.

$$\varepsilon_{ccu} = K \left( \frac{0.2}{\psi_c} + 0.002 \right)$$

Belirlemelere göre  $\varepsilon_{ccu}$  değerleri, kuşatma donatısı oranı arttıkça yükselmekte ve donatı karakteristik akma mukavemeti arttıkça düşmekte; beton karakteristik mukavemeti fazlaştıkça düşük yanal donatı oranları için azalmaktayken orta ile daha yüksek yanal donatı oranlarında ise önce azalmakta sonra artmaktadır. Ayrıca bu çizelge bir önceki çizelge ile karşılaştırılacak olursa  $\varepsilon_{ccu_{\varepsilon_{cc0}=0.002K}} < \varepsilon_{ccu_{\varepsilon_{cc0}=0.0022K}}$  ilişkisinin ve  $k_3=1$  alınarak belirlenmiş çizelge ile kıyaslanması halinde de  $\varepsilon_{ccu_{k_3=0.85}} > \varepsilon_{ccu_{k_3=1}}$  ilgisinin varlığı görülür.

Açıktır ki, kuşatılmış beton son limit defomasyon değerleri,  $k_3$  (0.85 veya 1) ne olursa olsun, kuşatılmamış beton son limit kısalma değerlerine göre büyümektedir.

Ek 20 Kiriş Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (b Tipi) (Noyan, 1994)

$m \downarrow$	$\theta \rightarrow$	$\theta_{1rb}$	$\theta_{prb}$	$\theta_{nr}$
r+1	$M_{1(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{2(r+1)c}$	$\frac{L_{2r}}{3EI_{2r}}$		
	$M_{p(r+1)c}$		$\frac{L_{pr}}{6EI_{pr}}$	
	$M_{(p+1)(r+1)c}$		$\frac{L_{(p+1)r}}{3EI_{(p+1)r}}$	
	$M_{n(r+1)c}$			$\frac{L_{nr}}{6EI_{nr}}$
	$M_{(n+1)(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{(n+1)r}}{3EI_{(n+1)r}}$
r	$M_{1r}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$		$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{2r}$	$\frac{L_{2r}}{3EI_{2r}}$		
	$M_{pr}$		$\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}}$	
	$M_{(p+1)r}$		$\frac{L_{(p+1)r}}{3EI_{(p+1)r}}$	
	$M_{nr}$			$\frac{L_{nr}}{3EI_{nr}}$
	$M'_r$	$\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{1rb}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{L_{2r}}{3EI_{2r}}$		$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$
	$M_{2rb}$	$-\frac{L_{2r}}{6EI_{2r}}$		
	$M_{(p-1)rb}$		$-\frac{L_{pr}}{6EI_{pr}}$	
	$M_{prb}$		$-\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}} - \frac{L_{(p+1)r}}{3EI_{(p+1)r}}$	
	$M_{(p+1)rb}$		$-\frac{L_{(p+1)r}}{6EI_{(p+1)r}}$	
	$M_{(n-1)rb}$			$-\frac{L_{nr}}{6EI_{nr}}$
	$M_{nr}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{L_{nr}}{3EI_{nr}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{(n+1)r}}{3EI_{(n+1)r}}$
	$M_{2ra}$	$\frac{L_{2r}}{3EI_{2r}}$		
	$M_{pra}$		$\frac{L_{pr}}{6EI_{pr}}$	
	$M_{(p+1)ra}$		$\frac{L_{(p+1)r}}{3EI_{(p+1)r}}$	
	$M_{nra}$			$\frac{L_{nr}}{6EI_{nr}}$
	$\sum_{p=2}^{p=n} M_{pra}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{1rc}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI_{1r}}$
	$M_{(n+1)rc}$			$\frac{H_{(n+1)r}}{6EI_{(n+1)r}}$
$\sum_{p=2}^{p=n+1} M_{prc}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$		$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	

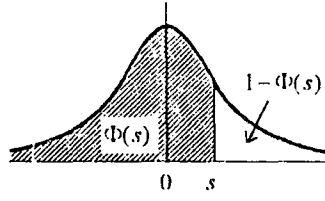
Ek 21 Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (a Tipi) (Noyan, 1994)

$m \downarrow$	$\theta \rightarrow$	$\theta_{pra}$	$\theta_{nra}$
r+1	$M_{1(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{p(r+1)c}$	$-\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}}$	
	$M_{n(r+1)c}$		$-\frac{L_{nr}}{3EI_{nr}}$
	$M_{(n+1)(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
r	$M_{1r}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{pr}$	$-\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}}$	
	$M_{nr}$		$-\frac{L_{nr}}{3EI_{nr}}$
	$M'_r$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{1rb}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$
	$M_{(p-1)rb}$	$\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}}$	
	$M_{prb}$	$\frac{L_{pr}}{6EI_{pr}}$	
	$M_{(n-1)rb}$		$\frac{L_{nr}}{3EI_{nr}}$
	$M_{nr b}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{L_{nr}}{6EI_{nr}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{pra}$	$-\frac{L_{pr}}{3EI_{pr}} - \frac{H_{pr}}{3EI_{pr}}$	
	$M_{nr a}$		$-\frac{L_{nr}}{3EI_{nr}} - \frac{H_{nr}}{3EI_{nr}}$
	$\sum_{p=2}^{p=n} M_{pra}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{1rc}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI_{1r}}$
	$M_{prc}$	$\frac{H_{pr}}{6EI_{pr}}$	
	$M_{nrc}$		$\frac{H_{nr}}{6EI_{nr}}$
	$\sum_{p=2}^{p=n+1} M_{prc}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI_{1r}}$

Ek 22 Kolon Mafsallarına İlişkin Plastik Dönmeler Çizelgesi (c Tipi) (Noyan, 1994)

$m \downarrow$	$\theta \rightarrow$	$\theta_{1rc}$	$\theta_{prc}$	$\theta_{(n+1)rc}$
$r+1$	$M_{1(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M_{(n+1)(r+1)c}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}} - \frac{H_{(n+1)r}}{6EI'(n+1)r}$
$r$	$M_{1r}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}}$
	$M'_{1r}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$	$\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} + \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$
	$M_{1rb}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{6EI_{1r}}$
	$M_{nrb}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}} + \frac{H_{(n+1)r}}{6EI'(n+1)r}$
	$M_{pra}$		$\frac{H_{pr}}{6EI'_{pr}}$	
	$\sum_{p=2}^{p=n} M_{pra}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$
	$M_{1rc}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} - \frac{H_{1r}}{EI_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} - \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$
	$M_{prc}$		$-\frac{L_{p(r-1)}}{3EI_{p(r-1)}} - \frac{H_{pr}}{3EI'_{pr}}$	
	$M_{(n+1)rc}$	$-\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$-\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} - \frac{H_{1(r-1)}}{3EI'_{1(r-1)}} - \frac{H_{(n+1)r}}{3EI'(n+1)r} - \frac{H_{(n+1)(r-1)}}{3EI'(n+1)(r-1)}$
	$\sum_{p=2}^{p=n+1} M_{prc}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{2EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$	$-\frac{L_{1r}}{3EI_{1r}} - \frac{H_{1r}}{3EI'_{1r}}$
	$r-1$	$M_{1(r-1)}$	$-\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$	
$M_{p(r-1)}$			$-\frac{L_{p(r-1)}}{3EI_{p(r-1)}}$	
$M'_{1(r-1)}$		$-\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$-\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} - \frac{H_{1(r-1)}}{3EI'_{1(r-1)}}$
$M_{1(r-1)b}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{6EI_{1(r-1)}}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{6EI_{1(r-1)}}$
$M_{(p-1)(r-1)b}$			$\frac{L_{p(r-1)}}{3EI_{p(r-1)}}$	
$M_{p(r-1)b}$			$\frac{L_{p(r-1)}}{6EI_{p(r-1)}}$	
$M_{n(r-1)b}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} + \frac{H_{1(r-1)}}{3EI'_{1(r-1)}} + \frac{H_{(n+1)(r-1)}}{3EI'(n+1)(r-1)}$
$M_{p(r-1)a}$			$-\frac{L_{p(r-1)}}{3EI_{p(r-1)}}$	
$\sum_{p=2}^{p=n} M_{p(r-1)a}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} + \frac{H_{1(r-1)}}{3EI'_{1(r-1)}}$
$M_{1(r-1)c}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} + \frac{H_{1(r-1)}}{2EI'_{1(r-1)}}$
$M_{(n+1)(r-1)c}$				$-\frac{H_{(n+1)(r-1)}}{6EI'(n+1)(r-1)}$
$\sum_{p=2}^{p=n+1} M_{p(r-1)c}$	$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}}$		$\frac{L_{1(r-1)}}{3EI_{1(r-1)}} + \frac{H_{1(r-1)}}{3EI'_{1(r-1)}}$	

## Ek 23 Standart Normal Dağılıma İlişkin Olasılık Çizelgesi (Gündüz, 1996)



$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$
0.0	0.500000	0.30	0.617912	0.60	0.725747	0.90	0.815940
0.01	0.503989	0.31	0.621720	0.61	0.729069	0.91	0.818589
0.02	0.507978	0.32	0.625517	0.62	0.732371	0.92	0.821214
0.03	0.511966	0.33	0.629301	0.63	0.735653	0.93	0.823815
0.04	0.515954	0.34	0.633072	0.64	0.738914	0.94	0.826391
0.05	0.519939	0.35	0.636831	0.65	0.742154	0.95	0.828944
0.06	0.523922	0.36	0.640576	0.66	0.745374	0.96	0.831473
0.07	0.527904	0.37	0.644309	0.67	0.748572	0.97	0.833977
0.08	0.531882	0.38	0.648027	0.68	0.751748	0.98	0.836457
0.09	0.535857	0.39	0.651732	0.69	0.754903	0.99	0.838913
0.10	0.539828	0.40	0.655422	0.70	0.758036	1.00	0.841345
0.11	0.543796	0.41	0.659097	0.71	0.761148	1.01	0.843752
0.12	0.547759	0.42	0.662757	0.72	0.764238	1.02	0.846136
0.13	0.551717	0.43	0.666402	0.73	0.767305	1.03	0.848495
0.14	0.555671	0.44	0.670032	0.74	0.770350	1.04	0.850830
0.15	0.559618	0.45	0.673645	0.75	0.773373	1.05	0.853141
0.16	0.563560	0.46	0.677242	0.76	0.776373	1.06	0.855428
0.17	0.567494	0.47	0.680823	0.77	0.779350	1.07	0.857690
0.18	0.571423	0.48	0.684387	0.78	0.782305	1.08	0.859929
0.19	0.575345	0.49	0.687933	0.79	0.785236	1.09	0.862143
0.20	0.579260	0.50	0.691463	0.80	0.788145	1.10	0.864334
0.21	0.583166	0.51	0.694975	0.81	0.791030	1.11	0.866500
0.22	0.587064	0.52	0.698468	0.82	0.793892	1.12	0.868643
0.23	0.590954	0.53	0.701944	0.83	0.796731	1.13	0.870762
0.24	0.594835	0.54	0.705401	0.84	0.799546	1.14	0.872857
0.25	0.598706	0.55	0.708840	0.85	0.802337	1.15	0.874928
0.26	0.602568	0.56	0.712260	0.86	0.805105	1.16	0.876976
0.27	0.606420	0.57	0.715661	0.87	0.807850	1.17	0.878999
0.28	0.610262	0.58	0.719043	0.88	0.810570	1.18	0.881000
0.29	0.614092	0.59	0.722405	0.89	0.813267	1.19	0.882977

**Ek 23 Standart Normal Dağılıma İlişkin Olasılık Çizelgesi (Gündüz, 1996)**  
**(Devam Ediyor)**

$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$
1.20	0.884930	1.65	0.950529	2.10	0.982136	2.55	0.994614
1.21	0.886860	1.66	0.951543	2.11	0.982571	2.56	0.994766
1.22	0.888767	1.67	0.952540	2.12	0.982997	2.57	0.994915
1.23	0.890651	1.68	0.953521	2.13	0.983414	2.58	0.995060
1.24	0.892512	1.69	0.954486	2.14	0.983823	2.59	0.995201
1.25	0.894350	1.70	0.955435	2.15	0.984223	2.60	0.995339
1.26	0.896165	1.71	0.956367	2.16	0.984614	2.61	0.995473
1.27	0.897958	1.72	0.957284	2.17	0.984997	2.62	0.995604
1.28	0.899727	1.73	0.958185	2.18	0.985371	2.63	0.995731
1.29	0.901475	1.74	0.959071	2.19	0.985738	2.64	0.995855
1.30	0.903199	1.75	0.959941	2.20	0.986097	2.65	0.995975
1.31	0.904902	1.76	0.960796	2.21	0.986447	2.66	0.996093
1.32	0.906583	1.77	0.961636	2.22	0.986791	2.67	0.996207
1.33	0.908241	1.78	0.962462	2.23	0.987126	2.68	0.996319
1.34	0.909877	1.79	0.963273	2.24	0.987455	2.69	0.996427
1.35	0.911492	1.80	0.964070	2.25	0.987776	2.70	0.996533
1.36	0.913085	1.81	0.964852	2.26	0.988089	2.71	0.996636
1.37	0.914656	1.82	0.965621	2.27	0.988396	2.72	0.996736
1.38	0.916207	1.83	0.966375	2.28	0.988696	2.73	0.996833
1.39	0.917735	1.84	0.967116	2.29	0.988989	2.74	0.996928
1.40	0.919243	1.85	0.967843	2.30	0.989276	2.75	0.997020
1.41	0.920730	1.86	0.968557	2.31	0.989556	2.76	0.997110
1.42	0.922196	1.87	0.969258	2.32	0.989830	2.77	0.997197
1.43	0.923641	1.88	0.969946	2.33	0.990097	2.78	0.997282
1.44	0.925066	1.89	0.970621	2.34	0.990358	2.79	0.997365
1.45	0.926471	1.90	0.971284	2.35	0.990613	2.80	0.997445
1.46	0.927855	1.91	0.971933	2.36	0.990863	2.81	0.997523
1.47	0.929219	1.92	0.972571	2.37	0.991106	2.82	0.997599
1.48	0.930563	1.93	0.973197	2.38	0.991344	2.83	0.997673
1.49	0.931888	1.94	0.973810	2.39	0.991576	2.84	0.997744
1.50	0.933193	1.95	0.974412	2.40	0.991802	2.85	0.997814
1.51	0.934478	1.96	0.975002	2.41	0.992024	2.86	0.997882
1.52	0.935744	1.97	0.975581	2.42	0.992240	2.87	0.997948
1.53	0.936992	1.98	0.976148	2.43	0.992451	2.88	0.998012
1.54	0.938220	1.99	0.976705	2.44	0.992656	2.89	0.998074
1.55	0.939429	2.00	0.977250	2.45	0.992857	2.90	0.998134
1.56	0.940620	2.01	0.977784	2.46	0.993053	2.91	0.998193
1.57	0.941792	2.02	0.978308	2.47	0.993244	2.92	0.998250
1.58	0.942947	2.03	0.978822	2.48	0.993431	2.93	0.998305
1.59	0.944083	2.04	0.979325	2.49	0.993613	2.94	0.998359
1.60	0.945201	2.05	0.979818	2.50	0.993790	2.95	0.998411
1.61	0.946301	2.06	0.980301	2.51	0.993963	2.96	0.998462
1.62	0.947384	2.07	0.980774	2.52	0.994132	2.97	0.998511
1.63	0.948449	2.08	0.981237	2.53	0.994297	2.98	0.998559
1.64	0.949497	2.09	0.981691	2.54	0.994457	2.99	0.998605

## Ek 23 Standart Normal Dağılıma İlişkin Olasılık Çizelgesi (Gündüz, 1996)

(Devam Ediyor)

$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$\Phi(s)$	$s$	$1 - \Phi(s)$		
3.00	0.998650	3.45	0.999720	3.90	0.999952	6.00	0.986588	E-09	
3.01	0.998694	3.46	0.999730	3.91	0.999954	6.10	0.530343	E-09	
3.02	0.998736	3.47	0.999740	3.92	0.999956	6.20	0.282116	E-09	
3.03	0.998777	3.48	0.999749	3.93	0.999958	6.30	0.148823	E-09	
3.04	0.998817	3.49	0.999758	3.94	0.999959	6.40	0.77688	E-10	
3.05	0.998856	3.50	0.999767	3.95	0.999961	6.50	0.40160	E-10	
3.06	0.998893	3.51	0.999776	3.96	0.999963	6.60	0.20558	E-10	
3.07	0.998930	3.52	0.999784	3.97	0.999964	6.70	0.10421	E-10	
3.08	0.998965	3.53	0.999792	3.98	0.999966	6.80	0.5231	E-11	
3.09	0.998999	3.54	0.999800	3.99	0.999967	6.90	0.260	E-11	
3.10	0.999032	3.55	0.999807			7.00	0.128	E-11	
3.11	0.999065	3.56	0.999815			7.10	0.624	E-12	
3.12	0.999096	3.57	0.999821			7.20	0.301	E-12	
3.13	0.999126	3.58	0.999828			7.30	0.144	E-12	
3.14	0.999155	3.59	0.999835			7.40	0.68	E-13	
				$s$	$1 - \Phi(s)$				
3.15	0.999184	3.60	0.999841	4.00	0.316712	E-04	7.50	0.32	E-13
3.16	0.999211	3.61	0.999847	4.05	0.256088	E-04	7.60	0.15	E-13
3.17	0.999238	3.62	0.999853	4.10	0.206575	E-04	7.70	0.70	E-14
3.18	0.999264	3.63	0.999858	4.15	0.166238	E-04	7.80	0.30	E-14
3.19	0.999289	3.64	0.999864	4.20	0.133458	E-04	7.90	0.15	E-14
3.20	0.999313	3.65	0.999869	4.25	0.106885	E-04			
3.21	0.999336	3.66	0.999874	4.30	0.853906	E-05			
3.22	0.999359	3.67	0.999879	4.35	0.680688	E-05			
3.23	0.999381	3.68	0.999883	4.40	0.541254	E-05			
3.24	0.999402	3.69	0.999888	4.45	0.429351	E-05			
3.25	0.999423	3.70	0.999892	4.50	0.339767	E-05			
3.26	0.999443	3.71	0.999896	4.55	0.268230	E-05			
3.27	0.999462	3.72	0.999900	4.60	0.211245	E-05			
3.28	0.999481	3.73	0.999904	4.65	0.165968	E-05			
3.29	0.999499	3.74	0.999908	4.70	0.130081	E-05			
3.30	0.999516	3.75	0.999912	4.75	0.101708	E-05			
3.31	0.999533	3.76	0.999915	4.80	0.793328	E-06			
3.32	0.999550	3.77	0.999918	4.85	0.617307	E-06			
3.33	0.999566	3.78	0.999922	4.90	0.479183	E-06			
3.34	0.999581	3.79	0.999925	4.95	0.371067	E-06			
3.35	0.999596	3.80	0.999928	5.00	0.286652	E-06			
3.36	0.999610	3.81	0.999931	5.10	0.169827	E-06			
3.37	0.999624	3.82	0.999933	5.20	0.996443	E-07			
3.38	0.999637	3.83	0.999936	5.30	0.579013	E-07			
3.39	0.999650	3.84	0.999938	5.40	0.333204	E-07			
3.40	0.999663	3.85	0.999941	5.50	0.189896	E-07			
3.41	0.999675	3.86	0.999943	5.60	0.107176	E-07			
3.42	0.999687	3.87	0.999946	5.70	0.599037	E-08			
3.43	0.999698	3.88	0.999948	5.80	0.331575	E-08			
3.44	0.999709	3.89	0.999950	5.90	0.181751	E-08			

**ÖZGEÇMİŞ**

Doğum tarihi	27.9.1974	
Doğum yeri	Zonguldak	
Lise	1989-1991	Zonguldak Kilimli Lisesi
Lisans	1991-1996	Yıldız Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	1996-1999	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı
Çalıştığı kurum	1997-1999	Mutlu Mühendislik

