

**BETONARME KOLONLARIN VE PERDELİ SİSTEMLERİN  
EĞİLME VE BURKULMA ETKİLERİ  
ALTINDA HESABI**

**İnş. Müh. İsmail ARPACIOĞLU**

**Anadolu Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**  
Olarak Hazırlanmıştır

✓

**Danışman : Doç. M. Ruhi AYDIN**

**Şubat - 1988**

## ÖZET

Bu çalışmada, düşey taşıyıcı sistemlerin genel bir incelemesi yapılmış ve bileşik eğilme etkisindeki betonarme narin kolon, kısa kolon ve perdelerin taşıma gücü yöntemiyle boyutlandırılması yapılmıştır.

Birinci bölümde, stabilite problemleri sınıflandırılarak, elastik stabilitede denge konumlarının belirlenmesinde kullanılan yöntemler hakkında genel bilgi verilmiştir. Ayrıca iki ucu mafsallı bir çubuk için kritik yük ifadeleri elde edilmiştir.

İkinci bölümde, ideal elasto-plastik malzemeden yapılan çubukların kesit tesirleri ile şekil değiştirmeleri arasındaki bağıntılar incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, betonun gerilme deformasyon özelliklerini etkileyen faktörler, betonun elastisite modülü ve betonun taşıma gücü yöntemine göre davranışı açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, bileşik eğilme ve eğik eğilme etkisindeki betonarme kolonların taşıma gücü yöntemine göre hesap ilkeleri belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, bileşik eğilme ve eğik eğilme etkisindeki betonarme kolonların taşıma gücü yöntemine göre hesap ilkeleri belirlenmiştir.

Altıncı bölümde narinlik konusu iki aşamada incelenmiştir. Birinci aşama TS 500'ün (moment arttırma yöntemi), ikinci aşama DIN 1045'in narinlik etkilerini kapsamaktadır.

Yedinci bölümde, narin kolon, kısa kolon ve perde bilgisayar programlarının (EK.1) dayandığı temel prensipler ve programların data giriş sıraları ile çıktılar verilmektedir.

ANKARA ÜNİVERSİTESİ  
MİMARLIK FAKÜLTESİ  
MİMARLIK BÖLÜMÜ

## ABSTRACT

A critical review of the vertical supporting systems has been made in this work and systems under combined flexural and axial load effects are designed. A short column, a slender column and a shear wall are selected as the examples of the vertical supporting systems under combined effects. The Ultimate Strength Theory is used in the design of the vertical supporting systems.

By classifying the stability problems, a general description of the methods used in defining the steady states of elastic stability is given in the first part. Additionally, critical load expressions are obtained for a hinged ended compression member.

Second part examines the influence of the deformation properties of a column made from an ideal elasto-plastic material.

The factors which influence the stress-strain properties of concrete, modulus of elasticity of concrete, and explanations about the behaviour of concrete according to the Ultimate Strength Theory are presented in the third part.

The behaviour of axially loaded reinforced concrete columns is discussed in the fourth part.

The calculation methods of the reinforced concrete columns under combined flexural and axial load effect are determined in the fifth part, using the principles of the Ultimate Strength Theory.

Slenderness effect is analyzed in two stages in the sixth part. In the first stage, the method used is TS 500 (increased moment procedure), and the slenderness effects of DIN 1045 is utilized in the second stage.

AMERIKAN ENGINYERLER BIRLESIKLERI  
1987 KUTUPHANESI

The basic principles of the computer programmes developed for a short column, a slender column and a shear wall are given in the last part together with the data and the outputs of the programmes (Appendix I).

Key Words: Slender Column, short column, shear wall, ultimate strength theory, increased moment procedure and combined flexure.

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ .....	iii
ÖZET .....	iv
ABSTRACT .....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	x
ÇİZELGELER DİZİNİ .....	xii
1. KOLONLARIN ELASTİK STABİLİTESİ .....	1
1.1. Giriş .....	1
1.2. Stabilite Problemlerinin Sınıflandırılması .	1
1.2.1. Vurgu stabilitesi .....	1
1.2.2. Dallanma stabilitesi .....	4
1.3. Elastik Stabilitede Metod .....	5
1.3.1. Statik metod .....	6
1.3.2. Enerji metodu .....	8
2. İDEAL ELASTOPLASTİK MALZEMEDEN YAPILAN ÇUBUKLARIN KESİT TESİRLERİ İLE ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER ARASINDAKİ BAĞINTILAR .....	12
2.1. Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar .....	13
2.2. Eğilme Momenti Etkisindeki Çubuklar .....	14
2.3. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar .....	18
3. BETONUN GERİLME DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ .....	24
3.1. Giriş .....	24
3.2. Betonun $\sigma$ - $\epsilon$ Özelliklerini Etkileyen Faktörler .....	25
3.2.1. Beton dayanımı .....	25
3.2.2. Betonun zamana bağlı deformasyonu ...	26

## İÇİNDEKİLER (Devam)

	<u>Sayfa</u>
3.2.3. Tekrarlanan yüklemeler .....	26
3.2.4. Diğer etkenler .....	27
3.3. Betonun Elastisite Modülü .....	28
3.4. Betonarmenin Taşıma Gücü Yöntemine Göre Davranışı .....	30
3.5. Kent ve Park Modeli .....	33
 4. EKSENEL BASINÇ ALTINDAKİ BETONARME ELEMANLAR .....	 35
4.1. Giriş .....	35
4.2. Kolon Türleri .....	35
4.3. Kolonlar İçin Elastik Teori .....	36
4.4. Eksenel Yüklü Kolonların Davranışı (Taşıma Gücü Teorisi) .....	37
4.5. Eksenel Yüklü Kolonların Taşıma Gücü .....	40
4.6. TS 500'e Göre Eksenel Yüklü Kolonların Taşıma Gücü .....	41
4.7. Kolonlar İçin Minimum Koşullar .....	41
 5. BİLEŞİK EĞİLME-EKSENEL BASINÇ VE EĞİK EĞİLME ALTINDAKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ .....	 44
5.1. Giriş .....	44
5.2. Bileşik Eğilme Altındaki Elemanların Taşıma Gücü .....	45
5.3. Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Taşıyan Elemanların Taşıma Gücü .....	47
5.3.1. Eğik eğilme ve eksenel kuvvet altındaki kolonların çözümü için yaklaşık yöntemler .....	49
5.3.1.1. Bresler yöntemi .....	50
5.3.1.2. İngiliz betonarme yönetmeliği yöntemi .....	50
5.4. Boyutlandırma ve Donatı Hesabı .....	51

## İÇİNDEKİLER (Devam)

	<u>Sayfa</u>
6. NARİNLİK .....	53
6.1. Narinlik Etkisi (TS 500) .....	53
6.1.1. Genel .....	53
6.1.2. Kolonların eğilme rijitliği .....	57
6.1.3. Kolonların etkili boyu .....	58
6.1.4. Doğrusal olmayan çerçeve davranışı ...	60
6.1.5. İkinci mertebe momentinin hesabında temel ilkeler .....	61
6.1.6. Hesap yöntemleri .....	63
6.1.6.1. TS 500 yaklaşık yöntemi .....	63
6.2. DIN 1045'e Göre Narinlik Etkisi .....	68
6.2.1. Burkulma tahkiki için hesap metodu ...	68
6.2.1.1. Metodun seçimi .....	68
6.2.1.2. Sabit ve hareketli sistemlerin sınıflandırılması	69
6.2.1.3. Fiktif çubuk metodu, burkulma boyunun kavramı .....	69
6.2.1.4. Çubukların bağlandığı diğer rijit yapı kısımları .....	70
6.2.2. Burkulma tahkikinin gerekli olmadığı haller .....	70
6.2.3. Orta narinlikteki basınç çubuklarının burkulma tahkiki .....	73
6.2.4. Narinliği büyük olan basınç elemanlarının burkulma tahkiki .....	77
6.2.5. Çerçeve kolonlarının burkulma boylarının tayini .....	79
7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ İÇERİĞİ .....	81
7.1. Narin Kolon Hesabı .....	83
7.2. Kısa Kolon Hesabı .....	83
7.2.1. Taşıma gücü hesabına göre kesit hesabı	
7.3. Perde Hesabı .....	87
7.4. Bilgisayar Programının Kullanılması .....	88
SONUÇ .....	98
KAYNAKLAR DİZİNİ .....	100
EK-1 Akış Şeması .....	101
EK-2 Bilgisayar Programı .....	103

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1. Elastik basınç çubuklarından oluşan sistem .....	2
1.2. Elastik basınç çubuklarının yük etkisi altındaki deformasyonları .....	2
1.3. 1.4. nolu denklemin grafiği .....	3
1.4. Vurgu stabilitesinde denge durumları .....	3
1.5. Tabana elastik mesnetle bağlı eular çubuğu .....	4
1.6. Dallanma stabilitesinde denge durumları .....	4
1.7. Eksenel yük etkisi altında iki ucu mafsallı çubuk (statik metot) .....	7
1.8. Eksenel yük etkisi altında iki ucu mafsallı çubuk (Enerji metodu) .....	8
2.1. İdeal elastoplastik malza. $\sigma$ - $\epsilon$ diyagramı .....	12
2.2. Normal kuvvetle zorlanan kesitteki sabit gerilme yayılışı .....	13
2.3. $N - \frac{du}{ds}$ diyagramı .....	14
2.4. Eğilme momentinden meydana gelen gerilme ve birim boy değiştirmeler .....	15
2.5. İdeal elasto-plastik malzeme için şematik M-X diyagramı .....	17
2.6. Bileşik eğilme altındaki ideal elasto-plastik malzemede gerilme ve deformasyonlar .....	19
2.7. Akma kırılma eğrisi .....	21
2.8. $y_0$ tarafsız eksen değişiminin gerilmelere etkisi	22
3.1. Betonun gerilme deformasyon diyagramı .....	24
3.2. Beton dayanımlarına göre $\sigma$ - $\epsilon$ diyagramı .....	25
3.3. Betonun zamana bağlı deformasyonu .....	26
3.4. Tekrarlı yükler altında $\sigma$ - $\epsilon$ diyagramı .....	27
3.5. Betonun $\sigma$ - $\epsilon$ eğrisi üzerinde en yaygın üç adet elastisite modülünün gösterimi .....	28
3.6. Donatı ve beton gerilmelerinin zamana göre değişimi .....	30
3.7. Gerilme dağılımı alanı .....	31
3.8. Eşdeğer gerilme dağılımı alanı .....	32
3.9. Kent ve Park modelindeki $\sigma$ - $\epsilon$ eğrisi .....	33
4.1. Etriyeli ve fretli kolon için yük-deformasyon eğrisi .....	38



## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
5.1. Bileşik eğilme altındaki kesit ve reaksiyonlar .	45
5.2. Dayanım zarfı (karşılıklı etki diyagramı) .....	46
5.3. Eğik eğilme ve aksenal kuvvet altındaki kolon ..	48
6.1.1. Tek eğrilikli ve çok eğrilikli kolonlar .....	54
6.1.2. Birinci ve ikinci mertebe momentlerinin gösterimi	56
6.1.3. Betonun moment-eğrilik diyagramı .....	57
6.1.4. Çatlamış kolon .....	58
6.1.5. Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonda etkili boy ..	58
6.1.6. Gerçek durumda kolon etkili boyu .....	59
6.1.7. Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolon etkili boyu ..	59
6.1.8. Doğrusal olmayan çerçeve .....	60
6.1.9. Karşılıklı etki diyagramı .....	62
6.1.10. Nomogram .....	65
6.2.1. Sınır $\lambda$ değeri .....	71
6.2.2. $\lambda$ -e/d değerlerine göre normal kesit ve burkulma tahkiki .....	73
6.2.3. $\lambda$ 'nın f/d ve e/d'ye göre değişimi .....	75
6.2.4. Burkulma tahkikinin yapıldığı kesitler .....	75
6.2.5. $M^I$ momentinin abakla tayini .....	78
7.1. Newton Robhson algoritması .....	82
7.2. Taşıma gücü yöntemine göre kolon çözümü için sınır durumları .....	84

## ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
4.1. Kolonlar için öngörülen koşullar .....	43
6.1. Basit çubukların burkulma boyları .....	80

## 1. KOLONLARIN ELASTİK STABİLİTESİ

### 1.1. Giriş

Şekil değiştiren cisimlerin mekaniğinde dengede olan sistem hakkında iki soru akla gelebilir [1].

a) Dış yükler etkisi altında sistem tehlikeli sayılan sınıra ne derece yaklaşmıştır. Sistem yüklendiğinde, kesitte oluşan gerilme, müsaade edilmiş olan gerilme sınırını aşarsa sistemin emniyeti kalmamış denilir. Bu bir gerilme problemi'dir.

b) Sistem dış yüklerin etkisi altında kararlı ya da kararsız konumda mıdır? Sistem kararlı (stable) konumda ise problem yok, eğer kararsız konumda ise herhangi bir etki ile sisteme enerji verilirse denge durumu bozulur ve sonunda sistem çöker. Bu ve benzeri problemlere de "stabilite problemi" denir.

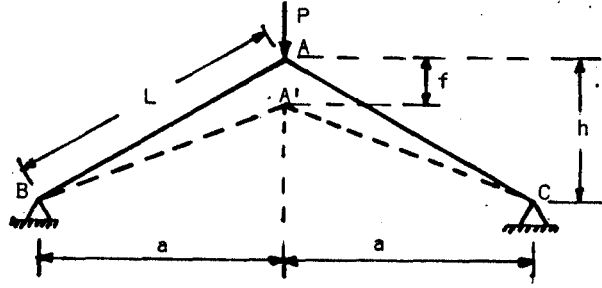
Teknolojik gelişmelere paralel olarak malzeme mukavemetleri gün geçtikçe yükselmekte, dolayısıyla eleman boyutları küçülmektedir. Eleman boyutlarının küçülmesi ile narin yapı elemanları ortaya çıkmakta bunun sonucu olarak da yapılarda; stabilite (denge) problemleri önem kazanmaktadır.

### 1.2. Stabilite Problemlerinin Sınıflandırılması

Stabilite problemleri, sonlu yerdeğiştirmelerin elastik teorisinde kuvvet-şekil değiştirme eğrilerinde ortaya çıkan çok değerliliklerdir. Bu çok değerliliklerin farklı olması açısından stabilite problemleri iki sınıfa ayrılır.

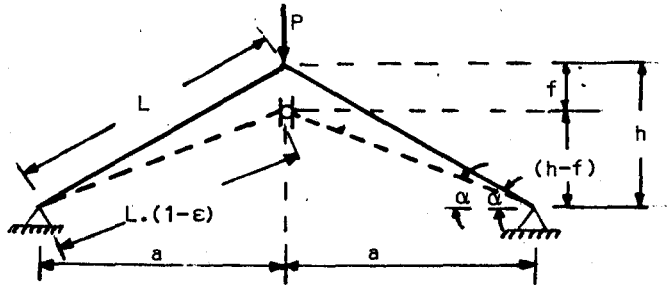
#### 1.2.1. Vurgu stabilitesi

Vurgu stabilitesine örnek olarak aşağıdaki iki elastik basınç çubuğu incelenirse; [2].



Şekil 1.1. Elastik basınç çubuklarından oluşan sistem

P kuvveti sıfır iken, konum BAC dir. P kuvveti arttıkça şekil BA'C formuna dönüşür. Burada burkulma incelenmediği için, çubuk kesiti, burkulmayı önleyecek narinlikte ve  $AB = AC = L$  olsun. Bu çubuklar yalnızca basınca maruz kalsın. Şimdi  $P = P(f)$  bağıntısını arayalım (Şekil değiştirmiş hal için).



Şekil 1.2. Elastik basınç çubuklarının yük etkisi altındaki deformasyonları

$$S = \frac{P}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{P}{2} \cdot \frac{L}{(h-f)} \quad (1.1)$$

Çubuğun boy değişimi  $\epsilon \cdot L$  kadardır. Yeni boy

$$(L \cdot (1 - \epsilon))^2 = a^2 + (h + f)^2 \quad (1.2)$$

$$L \cdot (1 - \epsilon) = \sqrt{a^2 + (h - f)^2}$$

$$L^2 = a^2 + h^2 \longrightarrow L = \sqrt{a^2 + h^2}$$

$$(1 - \epsilon) = \frac{\sqrt{a^2 + (h - f)^2}}{L}$$

$$\epsilon = 1 - \frac{\sqrt{L^2 - 2hf + f^2}}{L} \quad (1.3)$$

$$\sigma = E \cdot \epsilon = \frac{P}{F} \text{ Denklem (1.1) den yararlanarak}$$

$$P = 2 \cdot L / (h - f)$$

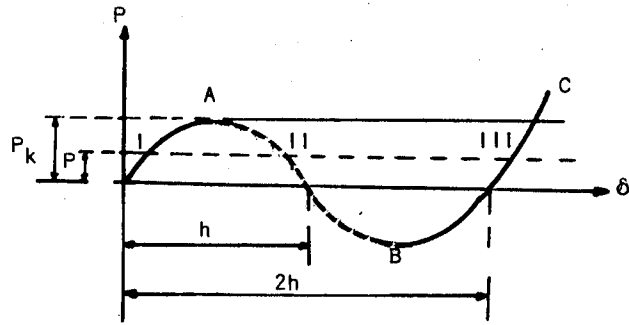
$$P = 2 \cdot E \cdot F \cdot \frac{h - f}{L} \cdot \frac{\epsilon}{1 - \epsilon}$$

$$P = 2EF \cdot \frac{h - f}{L} \left( \frac{1 - 1/L \sqrt{L^2 - 2hf + f^2}}{1 - (1 - 1/L \sqrt{L^2 - 2hf + f^2})} \right)$$

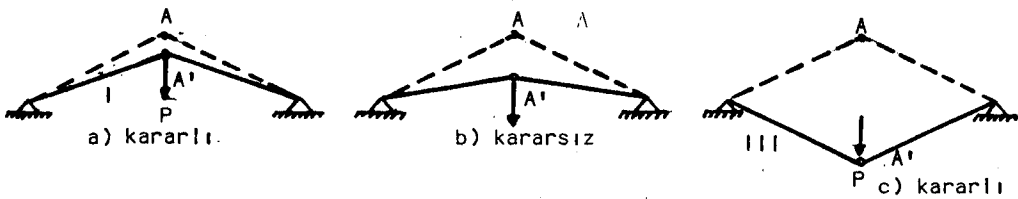
$$= \frac{1 - 1/L \sqrt{L^2 - 2hf + f^2}}{1/L \sqrt{L^2 - 2hf + f^2}}$$

$$P = 2EF \left( \frac{h - f}{L} \right) \cdot \frac{1/L \cdot \sqrt{L^2 - 2hf + f^2} \cdot (L/\sqrt{L^2 - 2hf + f^2} - 1)}{1/L \sqrt{L^2 - 2hf + f^2}}$$

$$P = 2EF \cdot \left( \frac{h - f}{L} \right) \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{L^2 - 2hf + f^2}} - 1 \right) \quad (1.4)$$



Şekil 1.3. 1.4. no.lu denklem grafiği

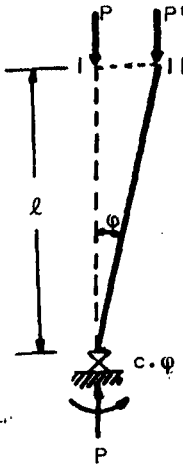


Şekil 1.4. Vurgu stabilitesinde denge durumları

1.4 No lu denklem sonucu çizilen Şekil 1.3 incelendiğinde OA eğrisi  $P_k$ 'ya kadar kararlı durumu gösterir. AB arası kararsız hale tekabül eder. Bu kısımda denge hali bulmak imkansızdır. Sistem BC arası tekrar kararlı hale gelir. Kısacası durum A'ya ulaştıktan sonra ani bir vurgu yaparak C konumuna geçer.  $P_A = P_k$  yüküne "kritik vurgu yükü" denir. Bu tip stabilite "vurgu stabilitesi" olarak adlandırılır.  $P < P_k$  için I,II ve III gibi üç tane denge söz konusudur. Bunlardan I ve III kararlı II. kararsızdır (Şekil 1.4).

### 1.2.2. Dallanma stabilitesi

Hooke cisminden yapılmış, bir ucu elastik mesnede bağlı eüler çubuğunun; aksenal basınç altında, yük ile deformasyonlar arasındaki bağıntıları sonlu yerdeğiştirmelerin elastisite teorisi ışığı altında incelendiğinde (Şekil 1.5); bir "çok değerlilik" problemi ortaya çıkar.

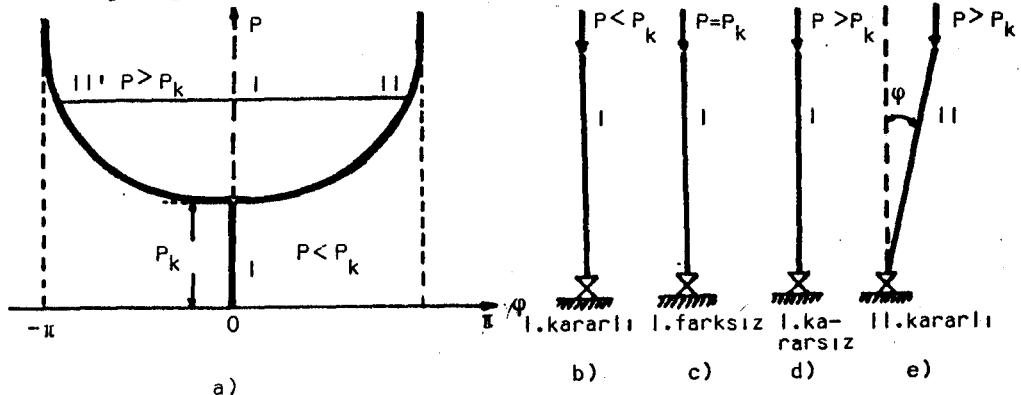


$c$  = Elastik mesnet sabiti,  
 $\varphi$  = Çubuğun I durumu ile II durumu arasındaki açı, olduğuna göre mesnetteki moment,

$$P.L.\sin\varphi = c.\varphi$$

$$P = c.\varphi/L.\sin\varphi \quad (1.5)$$

(1.5) denkleminin grafiği,  $P, \varphi$  düzlemi üzerinde çizilirse bu problem daha iyi anlaşılır (Şekil 1.6a)



Şekil 1.6. Dallanma stabilitesinde denge durumları

$P < P_k$  durumunda  $\varphi = 0$  olacağından  $P = P(\varphi)$  eğrisi,  $P$  ekseninde bulunur. (Şekil 1.6a ve b) de görüldüğü gibi  $P < P_k$  olduğu sürece kararlı bir denge vardır. Sistemde  $P = P_k$  olduğu anda farksız bir denge konumu oluşur. (Şekil 1.6a ve c). Bundan sonra  $P = P(\varphi)$  eğrisi dallanmaya başlar. Dallardan birisi  $\varphi = 0$  doğrusu olarak  $P$  eksenini boyunca devam eder. Bu durum I. konumun kararsız hallerine tekabül eder (Şekil 1.6a ve d) (Nokta nokta  $P$  doğrusu).  $P = P_k$  de dallanan diğer iki kolda  $P > P_k$  için  $\varphi \neq 0$  olan denge konumlarını belirler. II ve II' ile işaretlenen bu konumlar eğrinin simetrik iki kolu üzerinde yer alırlar (Şekil 1.6a). Sapmış denge konumundaki kolların  $P = P_k$  noktasındaki teğetleri yataydır. O halde farksız denge konumundan civar denge konumlarına yükü arttırmadan geçmek mümkündür.  $P > P_k$  için  $\varphi \neq 0$  olan II ve II' denge konumlarının tekrar stabilitesi incelenecek olursa görülürki bunlar da kararlıdır (Şekil 2.6e).

$P = P(\varphi)$  eğrisi çok değerlilik yönünden şu ilgi çekici durumdadır:

-  $P < P_k$  için tek bir denge konumu vardır. O da kararlıdır.

-  $P > P_k$  için üç konum vardır. Bir tanesi kararsız olan I konumu, diğer ikisi de  $\mp \varphi$  ye karşılık gelen II ve II' konumlarıdır. Her ikisi de kararlıdır.

Bu tip problemlere dallanma tipi stabilite denmesine neden:  $P = P_k$  noktasında; yük-sapma eğrilerindeki dallanmadan doğmuştur.

### 1.3. Elastik Stabilitede Metod

Elastik stabilitede bir basınç çubuğu incelenirken, çubuğa etkiyen yükün çubuk ekseninde, çubuğu oluşturan malzemenin ise sonsuz elastik ve Hooke cismi olması gerekir.

Elastik stabilitede denge konumunun kararlılığı hak-

kında hüküm verebilmek için üç metod uygulanır.

- a- Dinamik metod.
- b- Statik metod.
- c- Enerji metodu.

Dinamik yöntem genel bir yöntem olmakla birlikte diğer iki yöntem uygulamada çokça kullanıldığından bu iki yöntemin ana çizgilerini bir örnek üzerinde inceleyelim.

Bu yöntemlerin tanıtımına geçmeden önce bir elastisite probleminde önce, hangi esasların dikkate alınacağını kısaca belirtelim.

- Denge denklemleri: Cismin bütünü gözönüne alınarak kurulduğu gibi cismin küçük bir parçasının (diferansiyelinin) dengesi düşünülerek te kurulur.

- Uygunluk koşulları: Şekil değiştirme elemanları arasındaki bağıntıları ifade eden eşitlikler veya hipotezlerdir. Cismin iç sürekliliği dikkate alınarak kurulur.

- Cismin bünyesi ile ilgili koşullar: Denge denklemleri, uygunluk koşulları ve uç koşulları, cismin fizik bünyesinden bağımsızdırlar. Bu grup ise tamamen cismin fizik bünyesini dikkate alır ve belirler.

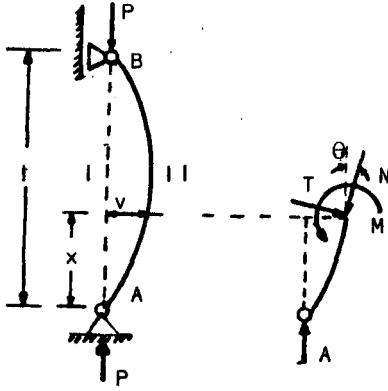
- Uç koşulları: Kendi arasında iki guruba ayrılır.

- a. Geometrik uç koşulları, cismin dış bağlarını belirler.
- b. Dinamik uç koşulları, cisme etkiyen dış kuvvetleri belirler.

### 1.3.1. Statik metod

İki ucu mafsallı, bir basınç çubuğunun kritik yük değerinin bulunması:





$$\begin{aligned} N &= -p \cdot \cos\theta \\ T &= P \cdot \sin\theta \\ m &= p \cdot v \end{aligned}$$

Şekil 1.7. Eksenel yük etkisi altında iki ucu mafsallı çubuk  
Kesme kuvvetinin elastik eğriye olan etkisini burada  
ihmal edersek II eğrisinin diferansiyel denklemi,

$$\frac{d^2v}{dz^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{Pv}{EI} \quad (1.6)$$

$$\lambda^2 = \frac{P}{EI} \quad (1.7)$$

$$\frac{d^2v}{dx^2} = -\lambda^2 \cdot v \quad , \quad \frac{d^2v}{dx^2} + \lambda^2 v = 0 \quad (1.8)$$

(1.8) denkleminin çözümü,

$$v(x) = C_1 \cdot \sin \lambda x + C_2 \cdot \cos \lambda x \quad (1.9)$$

(1.9) daki  $\lambda$  yerine denklem (1.7) konulup  $C_1$  ve  $C_2$  uç şartlarından elde edilecek değerlerdir.

$$v(0) = 0 \quad \text{ve} \quad v(L) = 0$$

$$v(0) = C_1 \cdot \sin(0) + C_2 \cdot \cos(0) = 0 \rightarrow C_2 = 0$$

$$v(L) = C_1 \cdot \sin \lambda L + C_2 \cdot \cos \lambda L = 0$$

$v(L) = C_1 \cdot \sin \lambda L = 0$  olması icap eder; çözüm triviyal olmadığına göre mutlaka  $C_1 \neq 0$  dır. 0 halde,  $\sin \lambda L = 0$  dır.

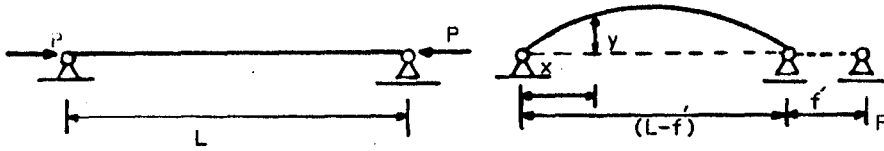
$\lambda = \sqrt{P/EI}$  olduğuna göre,

$$\lambda \cdot L = \sqrt{P/EI} \cdot L = n \cdot \pi \text{ 'dir.} \quad (1.10)$$

$$\frac{P}{EI} \cdot L^2 = n^2 \cdot \pi^2 \quad (1.11)$$

$$P = \frac{n^2 \cdot \kappa^2}{L^2} \cdot EI \quad (1.12)$$

### 1.3.2 Enerji metodu



Şekil 1.8. Eksenel yük etkisi altında iki ucu mafsallı çubuk  
Şeklin eğilmesinden doğan şekil değiştirme enerjisi,  
(iç kuvvetlerin potansiyel enerjisi)

$$E_i = \int_0^L \frac{1}{2} \frac{M^2}{EI} dx \quad (1.13)$$

$$E_i = \frac{1}{2} \int_0^L EI y''^2 dx$$

Dış kuvvetlerin potansiyeline gelince, çubuk eğildiği için, B mesnedi (kayıcı mesnet olduğu için) (f) kadar yer değiştirir. Buna göre II deki dış kuvvet potansiyeli

$$E_d = - \int P \cdot f' \quad (1.14)$$

$$f = \int_0^L (ds - dx) = \int_0^L \left( \frac{ds}{dx} - 1 \right) dx = \int_0^L [(1 + y'^2)^{1/2} - 1] dx \quad (1.15)$$

$y'^2$ 'nin çok küçük olduğu düşünülürse  $(1 + y'^2)$  ifadesi seriye açılır.  $y$ 'nin daha yüksek türevleri dikkate alınmazsa,

$f = \int_0^L \frac{1}{2} \cdot y'^2 dx$  olarak bulunacağından dış kuvvetlerin potansiyeli

$$E_d = - \int_0^L P \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot y'^2 \right) dx, \quad E_d = - \frac{P}{2} \cdot \int_0^L y'^2 dx$$

ve toplam potansiyel

$$E_{II} = E_i + E_d = \int_0^L \frac{1}{2} EI y''^2 dx - \frac{P}{2} \int_0^L y'^2 dx \quad (1.16)$$

olur.

Toplam potansiyel enerji ancak sistemin gerçek denge konumunda bir minimumdan geçer.

Şekil (1.8) deki çubuk I durumunda dengede iken haiz olduğu toplam potansiyel enerji,  $E_1$  ile gösterilir (çubuğun doğru formu),

Sistemin I durumu ile II. durumunun potansiyel enerjisi karşılaştırılacak olursa  $E_1 = 0$ 'dır.

$$E = E_{II} - E_1 = E_{II}$$

$E_{II} > 0$  ise sistemi II. denge konumuna geçirmek için dışarıdan enerji vermek gerekir.

$E_{II} < 0$  ise sistem II. konuma geçerken kendisi dışarıya enerji verir.

$E_{II} = 0$  ise sistem II. konuma geçmek için hiç bir enerji alışverişi yapmaz (farksız denge konumu).

Demekki elastik sistem farksız denge konumunda ise buna yakın denge konumlarına geçerken toplam potansiyel enerjide bir değişiklik olmaz. Toplam potansiyel enerjinin I'ye yakın bütün II. denge konumları için sıfır olduğu söylenebilir.

$$E = \frac{1}{2} \int_0^L EI \cdot y''^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^L P \cdot y'^2 dx + E_c = 0 \quad (1.17)$$

Buradan kritik yük, [1]

$$P_k = \frac{\int_0^L \frac{1}{2} \cdot EI \cdot y''^2 dx + E_c}{\frac{1}{2} \int_0^L y'^2 dx} = \frac{E_i}{E_d} \quad (\text{Rayleigh oranı}) \quad (1.18)$$

Elastik mesnet olmadığı için  $E_c = 0$

Biliyoruz ki bu  $P_k$  yükü en küçük  $P_k$  yükünden büyüktür.

$$y(x) = A \cdot \sin \pi \cdot x/L \quad (1.19)$$

$$y'(x) = \frac{A\pi}{L} \cdot \cos \pi \cdot x/L, \quad y'^2 = \frac{A^2 \pi^2}{L^2} \cdot \cos^2 \pi \cdot x/L$$

$$y''(x) = -\frac{A\pi^2}{L^2} \cdot \sin \pi \cdot x/L \quad (y'')^2 = \frac{A^2 \pi^2}{L^4} \cdot \sin^2 \pi \cdot x/L$$

$$P_k = \frac{EJ \cdot \frac{A^2 \cdot \pi^4}{L^4}}{\frac{A^2 \cdot \pi^2}{L^2}} = \frac{EJ \cdot A^2 \cdot \pi^4}{L^4} \cdot \frac{L^2}{A^2 \cdot \pi^2} = \frac{EJ \cdot \pi^2}{L^2} \quad (1.20)$$

$$P_k = \frac{EJ}{L^2} \cdot \pi^2 \quad (1.21)$$

$P < P_k$  halinde kararlı olan I denge konumu, yük  $P_k$  sınırına erişince farksız olur ve II ile gösterilen diğer bir formuda alabilir; yük sabit kalarak çubuğun doğru durumdan eğri bir tanımı geçmesine "burkulma" denir. Bir mühendis için önemli olan nokta, çubuğun burkulmamasına dikkat etmek ve bu konuda gerekli tedbirleri olmaktadır. Eğer çubuk burkulursa, eğri durumdan ileri gelen zorlamalar o kadar büyük olur ki, bunların etkisinden çubuk harap olur.

Bir elastik çubukta gerilme veya stabilite problemlerinden hangisinin ön planda olduğunu, çözülen örnek üzerinde nümerik olarak açıklanmak istenirse; 1 cm x 1 cm kare kesitli çelik bir çubuk ele alalım.

a) Çubuk boyu: 100 cm. olsun (iki ucu mafsallı çubuk)

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^6 \cdot 1/12}{100 \cdot 100} = 175 \text{ kg.}$$

gibi küçük bir değerdir. Basınç gerilmesi durumunda hiç bir önemi olmayan bu yük durumunda stabilite olayı ön plandadır.

- b) Yine aynı kesitdeki çubuk,  
Çubuk boyu: 50 cm olsun.

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^6 \cdot 1/12}{50 \cdot 50} = 700 \text{ kg}$$

- c) Çubuk boyu: 25 cm. olsun.

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^6 \cdot 1/12}{25 \cdot 25} = 2800 \text{ kg.}$$

Görülüyor ki çubuk boyu kısaldıkça problem stabilite sorunundan uzaklaşıp gerilme problemine dönüşmektedir.

Özetle denilebilir ki, uzun ve narin bir çubukta stabilite problemi kısa çubuklarda ise basınçtan ezilme yani gerilme problemi ön plandadır.

## 2. İDEAL ELASTOPLASTİK MALZEMEDEN YAPILAN ÇUBUKLARIN KESİT TESİRLERİ İLE ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER ARASINDAKİ BAĞINTILAR

Bu kısımda ideal elastoplastik malzemedен yapılmış çubuklar için kesit tesirleri ile şekil değıştirmeler arasındaki bağıntılar ve akma şartları tayin edilecektir [3].

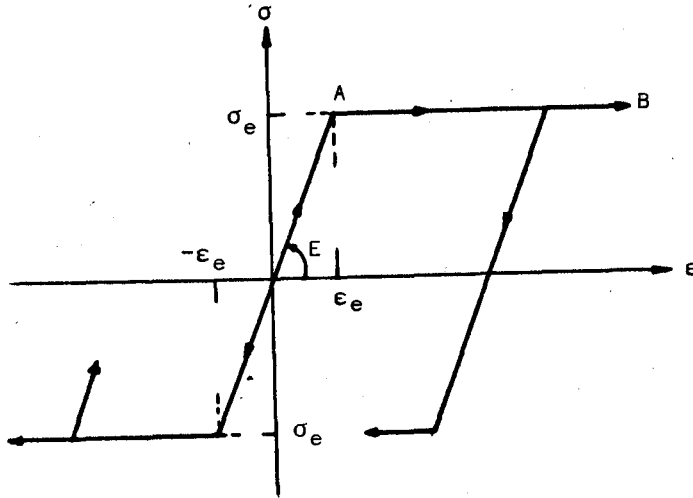
İdeal elastoplastik malzemenin,

a.  $\sigma - \epsilon$  diyagramınının,

OA:  $0 \leq \epsilon \leq \epsilon_e$  için  $\sigma = E \cdot \epsilon$  (E: elastisite modülü)

AB:  $\epsilon_e \leq \epsilon \leq \infty$  için  $\sigma = \sigma_e$

şeklinde iki doğru parçasından oluştuğu Şekil (2.1)



Şekil 2.1. İdeal elastoplastik malz.  $\sigma - \epsilon$  diyagramı

b. Boşaltma eğrisinin OA ya paralel olduğu,

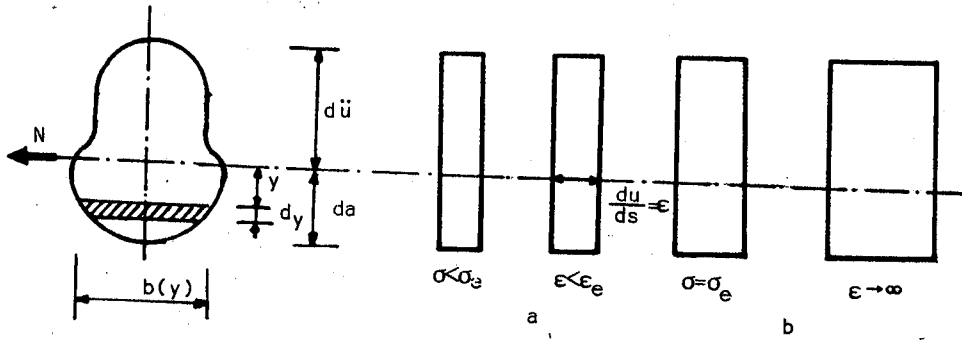
c. Çekme ve basınç yüklemeleri altında aynı özellikleri gösterdiği göz önünde tutulacaktır.

## 2.1. Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

Yalnız normal kuvvet ile zorlanan kesitlerde sabit gerilme yayılımı meydana gelir.

$$N = \int_{-da}^{da} \sigma \cdot d \cdot F = \sigma \int_{-da}^{da} dF = \sigma \cdot F \quad (F \text{ kesit alanı}) \quad (2.1)$$

Diğer taraftan, gerilmenin  $\sigma \leq \sigma_e$  değerleri için birim boy değişmesi ile normal kuvvet arasında  $\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF}$  (2.2) bağıntısı vardır.



Şekil 2.2. Normal kuvvetle zorlanan kesitdeki sabit gerilme yayılımı

Kesite etkiyen normal kuvvetin artan değerleri için gerilmelerde artarak  $\sigma = \sigma_e$  sınır değerine ulaşınca  $du/ds$  şekil değiştirmesi sonsuza gider, yani kesit akar. Bu sınır durumunu belirleyen akma şartının normal kuvvete ve birim boy değişmesine bağlı ifadesi,

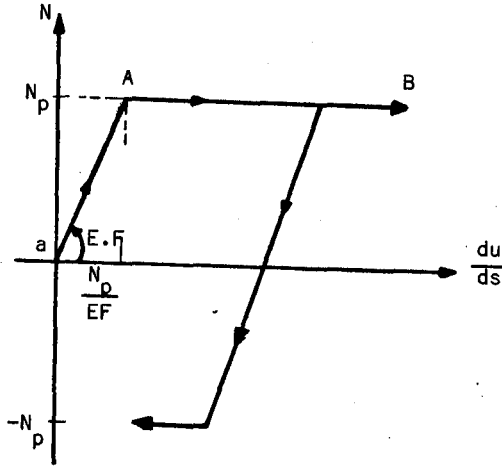
$$N - N_p = 0, \quad du/ds - \infty = 0 \quad \text{dır.} \quad (2.3)$$

Kesitin ideal elastoplastik olarak taşıyabileceği en büyük yük  $N_p$  normal kuvveti, kesitin lineer elastik taşıyabileceği en büyük  $N_e$  normal kuvvetine eşittir.

$$N_p = N_e = \sigma_e \cdot F$$

formülü ile hesaplanır.

Yukarıdaki bilgilere dayanılarak çizilen  $N - \frac{du}{ds}$  diyagramı kesit şeklinden bağımsızdır (Şekil 2.3).



Şekil 2.3.  $N - \frac{du}{ds}$  diyagramı.

$$OA: 0 \leq N \leq N_p \text{ için } \frac{du}{ds} = \frac{N}{EF}$$

$$AB: N = N_p \text{ için } \frac{N_p}{EF} \leq \frac{du}{ds} \leq \infty$$

Diyagram iki doğru parçasından oluşur. Diyagramın boşaltma eğrisi  $-N_p < N < N_p$  için OA doğrusuna,  $N = -N_p$  için AB doğrusuna paraleldir.

## 2.2. Eğilme Momenti Etkisinde Çubuklar

Burada birbirine dik iki simetri düzlemi olan çubuklarda eğilme momenti ile eğrilik arasındaki bağıntılar elde edilecektir.

İki dik düzleme göre simetrik olan bir çubuk kesitinde eğilme momentinden meydana gelen gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları Şekil (2.4) te verilmiştir.

Eğilme momentinin küçük değerleri için kenar liflerdeki gerilmeler  $\sigma_e$  akma gerilmesinden küçüktür (Şekil 2.4a). Şekil değiştirmenin lineer elastik olduğu durumda,

$$M - \frac{d\varphi}{ds} \text{ bağıntısı;}$$



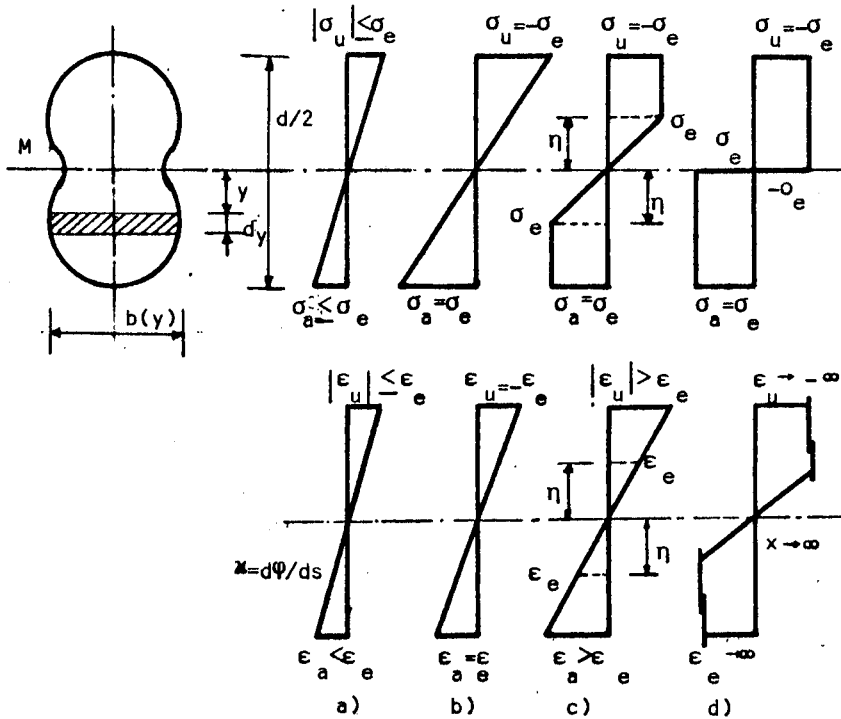
$$\frac{d\phi}{ds} = \kappa = \frac{M}{EI} \quad (2.5)$$

şeklindedir. Eğilme momenti;  $M = M_e$

olunca alt ve üst kenar liflerdeki gerilmeler  $\sigma_e$  sınır gerilmesine eşit olur (Şekil 2.4b). Burada  $M_e$ , kesitin lineer-elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve bunun değeri  $W$  kesitin mukavemet momentini göstermek üzere,

$$M_e = \sigma_e \cdot w \quad (2.6)$$

formülü ile hesaplanır.



Şekil 2.4. Eğilme momentinden, meydana gelen gerilme ve birim boy değiştirmeler.

Eğilme momentinin daha büyük değerleri için kesitte plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu duruma karşı gelen gerilme yayılışı,

$$\text{Tarafsız eksen üzerinde } \eta > y \text{ için } \sigma = -\sigma_e \quad (2.7)$$

$$y \text{'nin } \eta \text{ dan küçük değerleri için } \sigma = E \cdot \epsilon(y)$$

tarafsız eksen altında  $y > \eta$  için  $\sigma = \sigma_e$  şeklindedir.

$\epsilon$  birim boy değişmesinin

$$\epsilon(y) = \frac{d\phi}{ds} \cdot y \quad (2.8)$$

olduğu gözönünde tutularak,

$$\sigma \text{ gerilmelerinin } M = \int \sigma \cdot y \cdot dF = \int_{-\frac{d}{2}}^{\frac{d}{2}} \sigma \cdot b(y) \cdot y \cdot dy \quad (2.9)$$

denge denkleminde yerine konulursa eğilme momenti için,

$$M = E \cdot \frac{d\phi}{ds} \int_{-\eta}^{\eta} b(y) \cdot y^2 dy + 2\sigma_e \int_{\eta}^{\frac{d}{2}} b(y) \cdot y \cdot dy \quad (2.10)$$

bağıntısı elde edilir.

Yukarıdaki  $\eta$ , plastik şekil değiştirmelerin başladığı liflerin, kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksene olan uzaklıklarını gösterir.

$$\eta = \frac{\epsilon_e}{d\phi/ds} \quad (2.11)$$

formülü ile tayin edilir.

$\eta$  değeri denge denkleminde yerine konulup integralle-ri hesaplanır ve  $\frac{d\phi}{ds}$  yalnız bırakılırsa kesitin elastoplas-tik şekil değiştirmesine ait  $M-x$  bağıntısı,

$$\frac{d\phi}{ds} = x = F_1 \cdot (M) \quad (M_e \leq M \leq M_p) \quad (2.12)$$

şeklinde elde edilir.

Bu bağıntı geometrisi basit kesitler için tek bir fonk-siyonla ifade edilebilmektedir. Kesitin geometrisini belir-leyen parametrelerin çok sayıda olduğu hallerde ise bu ba-ğıntının birden fazla fonksiyonla ifade edilmesi veya nokta nokta hesaplanması gerekebilir. (Şekil 2.4d)'de görüldüğü

gibi eğilme momenti daha da artarak  $M$  sınır değerine eşit olunca  $x$  eğriliği sonsuza ulaşır, yeni kesit akar. Akma (kırılma) şartının eğilme momenti ve eğrilik cinsinde ifadesi,

$$M - M_p = 0, \quad \frac{d\phi}{ds} - \infty = 0 \quad (2.13)$$

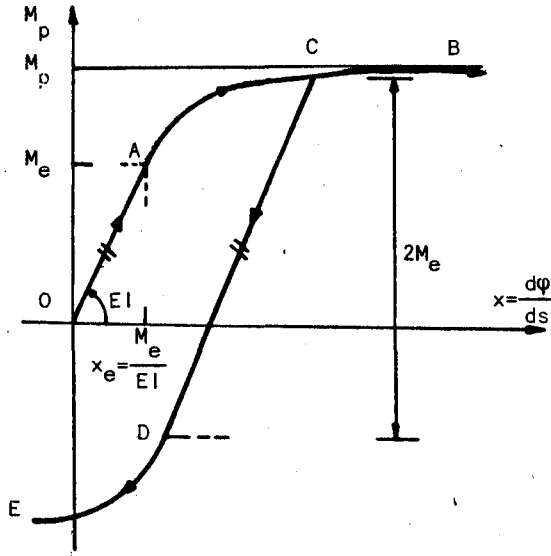
şeklindedir. Kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceği enbüyük  $M_p$  eğilme momenti denklem (2.10) da  $\eta = 0$  alınarak,

$$M_p = 2 \cdot \sigma_e \int_0^{d/2} b(y) \cdot y \cdot dy = \sigma_e \cdot w_p \quad (2.14)$$

şeklinde hesaplanır.

Burada  $w_p$ , çekme ve basınç bölgelerinin kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksene göre statik momentleri toplamını göstermekte ve "plastik mukavemet momenti" adını almaktadır.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlere ait şematik  $M - x$  diyagramı (Şekil 2.5) dedir. Diyagramdan görüleceği gibi yükleme eğrisi  $OA$  doğru parçası ile  $AB$  eğri-



Şekil 2.5. İdeal elastoplastik malzeme için şematik  $M - x$  diyagramı

sinden oluşmaktadır. Diyagramın bir C noktasından sonra kesite ters yönde bir eğilme momenti etkilirse  $M-x$  bağıntısı C-D-E boşaltma eğrisini izler. Boşalma eğrisi  $2M$  uzunluğundaki C-D bölgesinde bir doğru parçasıdır. D noktasından sonra eğrisel olarak devam eder.

İdeal elastoplastik malzemedan yapılmış bazı sistemlerde şekil değiştirmelerin sonsuza kadar artmasına izin verilmez. Bu gibi hallerde yukarıda kullanılan eğilme momenti eğrilik bağıntısı aynen kullanılmakla birlikte akma şartının,

$$\frac{d\varphi}{ds} - \left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{\max} = 0 \quad (2.15)$$

şeklinde olduğu ve  $M-x$  bağıntısının bu sınıra kadar olduğu unutulmamalıdır. Burada  $\left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{\max}$  kabul edilen en büyük eğriliği göstermektedir. Kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentinin değeri ise (2.10) bağıntısında

$$\frac{d\varphi}{ds} = \left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{\max} \quad \text{ve} \quad \eta = \frac{\epsilon_e}{\left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{\max}} \quad (2.16)$$

eşitlikleri konularak hesaplanabilir.

### 2.3. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvetin birlikte etkidiği, ideal elastoplastik malzemedan yapılmış çubuklarda, kesit tesirlerinin değerlerine bağlı olarak üç farklı gerilme yayılımı meydana gelebilir (Şekil 2.6a,b,c,d).

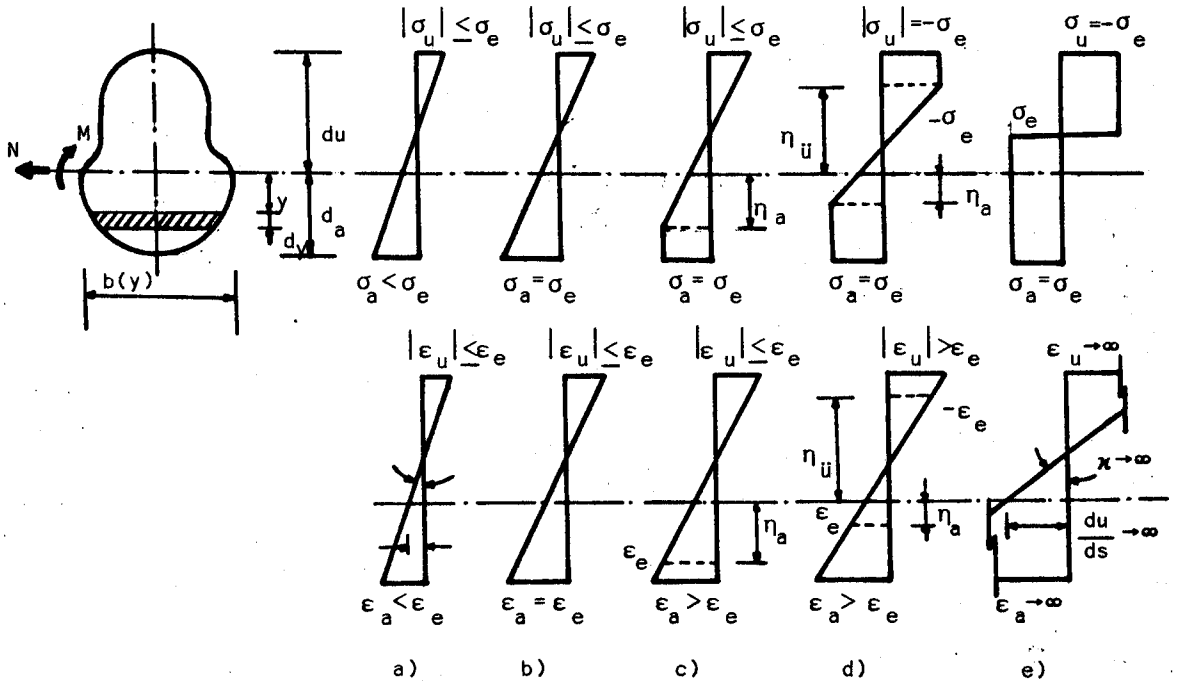
Kesit tesirlerinin küçük değerleri için şekil değiştirmeler lineer elastiktir. Bütün liflerdeki gerilmelerin  $\sigma_e$  akma gerilmesine eşit veya daha küçük olduğu bu duruma ait kesit tesiri-şekil değiştirme bağıntıları lineer-elastik teoriden bilindiği gibi,

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} \quad , \quad \frac{d\varphi}{ds} = \kappa = \frac{M}{EI} \quad (2.17)$$

şeklindedir. Eğilme momenti ve normal kuvvet artarak,

$$\frac{N}{N_e} + \frac{M}{M_e} = 1 \quad (2.18)$$

bağıntısının tanımlandığı sınır değere erişince alt veya üst kenar liflerin birinde  $\sigma = \sigma_e$  olur ve liflerin birinde gerilme yayılışı sona erer. (Şekil 2.6b).



Şekil 2.6. Bileşik eğilme altındaki ideal elastoplastik malzemede gerilme ve deformasyonlar

Kesit tesirlerinin daha büyük değerleri için önce alt veya üst kenar liflerin birinde, sonra her iki kenar lifte plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu iki duruma ait gerilme yayılışı genel olarak,

$$\text{Tarafsız eksenin üzerinde } y < \eta_u \text{ için } \sigma = -\sigma_e \quad (2.19)$$

$$y \text{'nin } \eta \text{ dan küçük değerleri için } \sigma = E \cdot \epsilon(y)$$

Tarafsız eksenin altında  $y > \eta_a$  için  $\sigma = \sigma_e$  şeklinde ifade edilir.

$\epsilon$  birim boy değişimlerinin

$$\epsilon(y) = \frac{du}{ds} + \frac{d\phi}{ds} y \quad (2.20)$$

olduğu dikkate alınarak  $\sigma$ 'nın (2.19) daki değeri,

$$N = \int \sigma \cdot dF = \int_{-du}^{da} \sigma \cdot b(y) \cdot dy \quad (2.21)$$

$$M = \int \sigma \cdot y \cdot dF = \int_{-du}^{da} \sigma \cdot b(y) \cdot y \cdot dy$$

iz düşüm ve moment denge denklemlerinde yerine konursa kesit tesirleri için,

$$N = -\sigma_e \int_{-du}^{\eta_u} b(y) \cdot dy + E \int_{-\eta_u}^{\eta_a} \left( \frac{du}{ds} + \frac{d\phi}{ds} y \right) b(y) \cdot dy + \sigma_e \int_{\eta_a}^{da} b(y) \cdot dy$$

$$M = -\sigma_e \int_{-du}^{-\eta_u} b(y) \cdot y \cdot dy + E \int_{-\eta_u}^{\eta_a} \left( \frac{du}{ds} + \frac{d\phi}{ds} y \right) b(y) \cdot y \cdot dy$$

$$+ \sigma_e \int_{\eta_a}^{da} b(y) \cdot y \cdot dy$$

elde edilir.

$$\eta_u = \frac{\epsilon_e + \frac{du}{ds}}{\frac{d\phi}{ds}}, \quad \eta_a = \frac{\epsilon_e - \frac{du}{ds}}{\frac{d\phi}{ds}} \quad (2.23)$$

formülleri ile  $\eta_u, \eta_a$  hesaplanır.

Bu değerler denklem (2.22) de yerine konularak integ-raller hesaplanır ve  $\frac{d\phi}{ds}$ ,  $\frac{du}{ds}$  yalnız bırakılınca kesitin elastoplastik şekil değiştirmelerine karşı gelen,

$$\frac{d\varphi}{ds} = \kappa = F_1 \cdot (M, N)$$

(2.24)

$$\frac{du}{ds} = F_2 \cdot (M, N)$$

bağıntıları elde edilir.

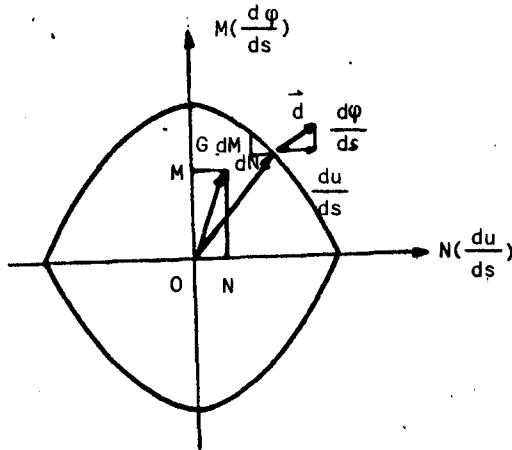
Kesit tesirleri daha da artarak,

$$K_1 \cdot (M, N) = 0$$

Akma şartının belirlediği sınır değerlere eşit olunca şekil değiştirmeler sonsuza ulaşır. Yani kesit akar (Şekil 2.5e).

Yukarıda elde edilen ifadelerde, eğilme momentinin alt liflerde uzama meydana getirecek yönde olduğu gözönünde tutulmuştur (Şekil 2.6) da eğilme momentinin ters yönde etkimesi halinde  $(M, N)$  ve  $(\eta_u, \eta_a)$  bağıntılarındaki  $u$  ve  $a$  indislerinin yer değiştireceği ve  $y$  ekseninin yön değiştireceği gözönünde tutulmalıdır.

Kesit tesiri ve şekil değiştirme durumlarının geometrik olarak gösterilmesi için  $(M \frac{d\varphi}{ds})$ ,  $(N \frac{du}{ds})$  dik koordinat sisteminden yararlanılır. Bu koordinat sisteminde  $K_1(M, N) = 0$  akma şartı kapalı bir eğri göstermektedir (Şekil 2.7). Bu şekle akma (kırılma) eğrisi adı verilir.



Şekil 2.7. Akma (kırılma eğrisi)

Verilen bir kesit tesiri durumu, koordinatları  $M$  ve  $N$  olan bir  $G$  noktası ile temsil edilir.  $G$  noktasının akma eğrisi içinde bulunması plastik şekil değiştirmelerin sonlu olduğunu ifade eder.  $G$  noktası akma eğrisi üzerinde ise, kesitte sonsuz plastik şekil değiştirmeler meydana gelebilir. Kesit tesiri durumunun akma eğrisi dışına çıkması söz konusu değildir.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde akma eğrisi üzerindeki bir noktaya ait  $\vec{d}\left(\frac{d\phi}{ds}, \frac{du}{ds}\right)$  şekil değiştirme vektörü eğriye diktir.

Bu özellik şöyle ispatlanabilir:

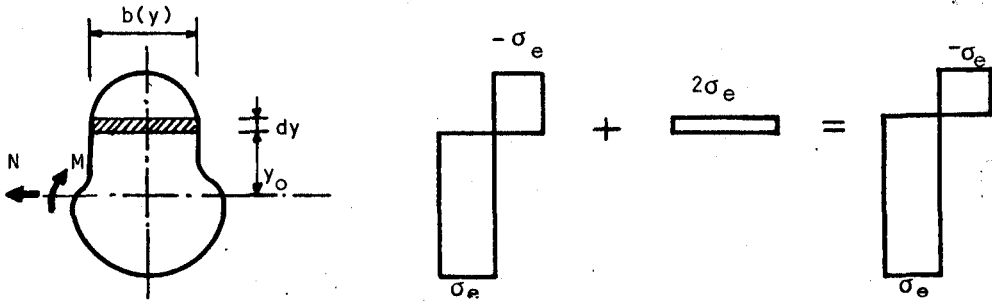
Kesitin akma durumunda normal kuvvetin

$$dN = 2 \sigma_e \cdot b(y) dy_0 \quad (2.25)$$

kadar değişmesine karşı gelen eğilme momenti değişimi,

$$dM = -2\sigma_e \cdot b(y) \cdot y_0 dy \quad (2.26)$$

dır. Şekil (2.8)'de  $y_0$ , tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezine olan uzaklığını göstermektedir.



Şekil 2.8.  $y_0$  tarafsız eksen değişiminin gerilmelere etkisi

Diğer taraftan  $\left(\frac{d\phi}{ds}\right)$  ile  $\left(\frac{du}{ds}\right)$  arasında da

$$\frac{du}{ds} = \frac{d\phi}{ds} \cdot y_0 \quad \text{bağıntısı vardır. Buna göre,}$$

$$\frac{dM}{dN} = -y_0 \quad \text{ve} \quad \frac{d\phi/ds}{du/ds} = \frac{1}{y_0} \quad (2.27)$$



olduğundan  $\vec{d} \left( \frac{du}{ds}, \frac{d\phi}{ds} \right)$  vektörünün  $K_1(M,N) = 0$  akma eğrisine dik olduğu görülür.

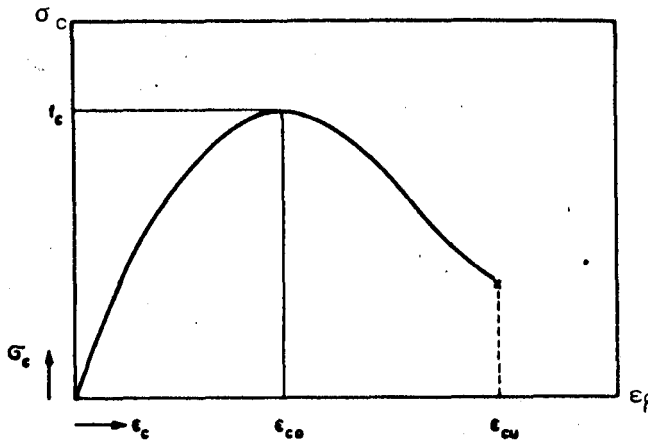
### 3. BETONUN GERİLME-DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ

#### 3.1. Giriş

Betonun gerilme-birim deformasyon özelliklerinin bilinmesi betonarme davranışı bakımından önemlidir. Malzeme davranışı ne derece gerçekçi olarak belirlenirse betonarmenin boyutlandırılması o derece doğru olur.

Betonun çekme dayanımı, basınç dayanımı yanında çok düşük olduğundan genellikle hesaplarda kullanılmaz. Beton için basınç mukavemeti önemlidir. Bundan dolayı bizim için önemli olan, betonun basınç altındaki gerilme-şekil değiştirme eğrisidir.

Betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisini; beton dayanımı, yükleme süresi, deprem ve rüzgar yükleri gibi faktörler etkilemektedir. Bu sebeplerden dolayı beton için tek ve kesin bir eğri belirlenememektedir. Şekil (3.1) de görülen eğri genel bir eğri değil; ancak betonun genel hareketini göstermek için çizilmiştir [4].



Şekil 3.1. Betonun gerilme deformasyon diyagramı.

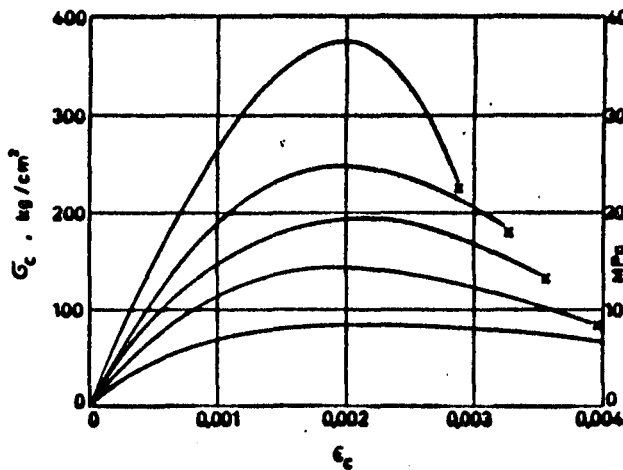
Şekil (3.1) de görüldüğü gibi; düşük gerilmeler altında eğimin çok az değişmesi nedeniyle yaklaşık doğru olarak kabul edilebilir (Ancak hızlı yüklemeler için bu durum

geçerlidir). Yavaş yükleme halinde eğrinin ilk bölümünün bile doğru olmadığı bilinmelidir.

Şekil (3.1)'deki eğrinin diğer ilginç bir özelliği de, maksimum gerilmeye karşılık gelen  $\epsilon_{co}$  değeri aşıldığında artık gerilme deformasyonla ters orantıda değişir yani deformasyon arttıkça gerilme düşmektedir. En son deformasyon  $\epsilon_{cu}$  'ya erişildiğinde gerilme maksimum gerilmenin çok altındadır. Görüldüğü gibi eğrinin son kısmı çok önemlidir. Bu özellikten dolayı elemanda maksimum gerilmeye ulaşan bir lif artan gerilme ile yükü diğer liflere aktarmaktadır. Bu durumda en fazla zorlamaya maruz kalan dış lifin kopması  $\epsilon_{co}$  da değil  $\epsilon_{cu}$  da olacaktır.

### 3.2. Beton $\sigma$ - $\epsilon$ özelliklerini etkileyen faktörler

#### 3.2.1. Beton dayanımı



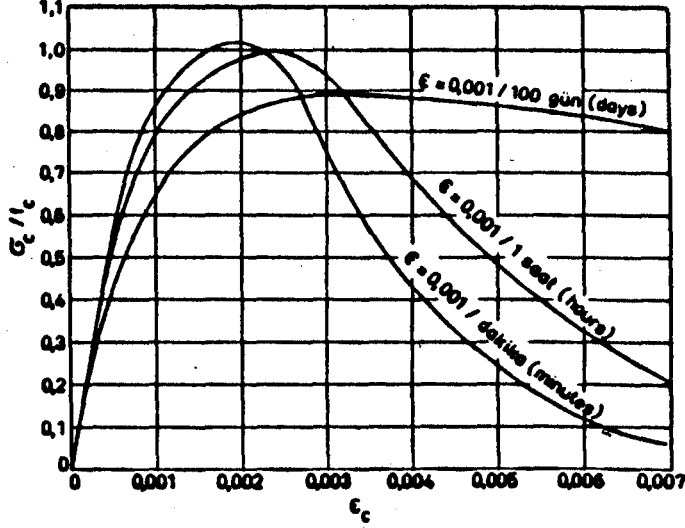
Şekil 3.2. Beton dayanımlarına göre  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramı

-  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisi başlangıç eğimi (elastisite modülü de denilir) beton dayanımı arttıkça eğim de artmaktadır.

- Düşük dayanımlı betonlar  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisinde görüldüğü gibi daha sünektir. Yani düşük dayanımlı betonların kırılma anındaki deformasyonları yüksek dayanımlı olanlara nazaran daha fazladır.

- Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma beton kalitesinden nisbeten bağımsız ve 0.002 dir.

### 3.2.2. Betonun zamana bağlı deformasyonu



Şekil 3.3. Betonun zamana bağlı deformasyonu

Şekil 3.3. de görüldüğü gibi zamana bağlı deformasyon farklılık göstermektedir. Bu şekil Münih Teknik Üniversitesi'nde Prof.Rüsch tarafından sabit deformasyon hızı altında yapılan deneylerden elde edilen bazı  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrilerinin çizilmesi ile oluşmuştur.

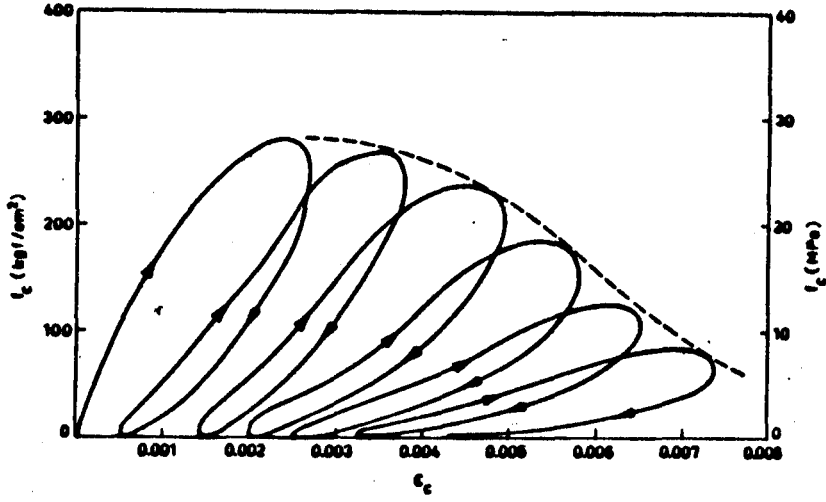
- Şekil (3.3) de görüldüğü gibi yükleme hızı azaldıkça dayanım düşmektedir.

- Yükleme hızı azaldıkça süneklik önemli ölçüde artmaktadır.

Şekilden den anlaşıldığı gibi, betonun ölü yükler altındaki davranışı ile deprem ve rüzgar gibi ani yükler altındaki davranışları birbirlerinden çok farklıdır.

### 3.2.3. Tekrarlanan yüklemeler

Deprem ve rüzgar gibi etkiler altında yapı elemanlarındaki beton tekrarlanan gerilmeler maruzdur.



Şekil 3.4. Tekrarlı yükler altında  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramı

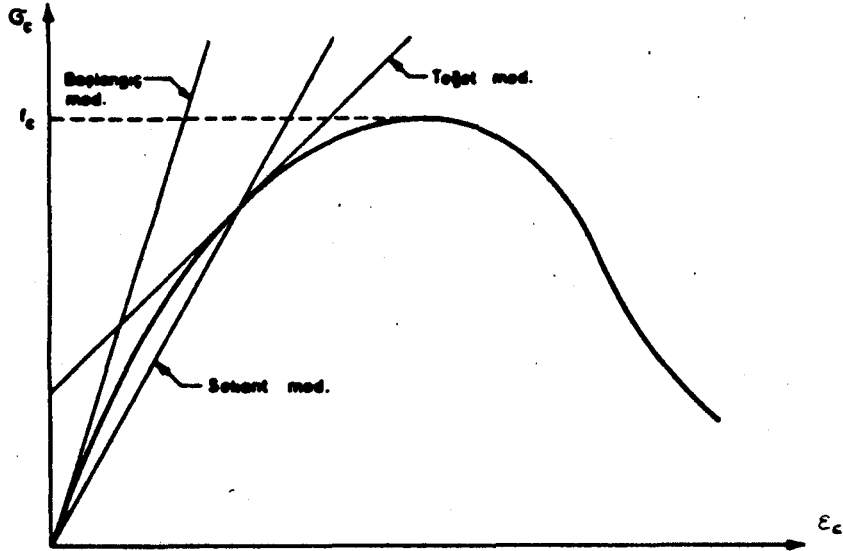
Tekrarlı yüklemeler halinde gerilme-birim kısılma ilişkilerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu konuda çalışan Sinha, Gerstleve, Tulin, Karsan ve Jirsa tarafından yapılan deneylerden Şekil (3.4) çizilmiştir (Ersoy, 1985). Şekilden de görüldüğü gibi yük tekrarlandığı halde  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramı için elde edilen zarf eğrisi sürekli uygulanan yük altında elde edilen eğri ile özdeştir. Tekrarlı yüklemelerde yükün yüklenip boşalması sırasında eğrideki iniş ve çıkışlara dolayısıyla eğimin çok değişmesi buna bağlı olarak ta elastisite modülünün önemli oranda değiştiği görülür. Yük tekrarları sonucu çıkış eğrisinin eğimi de azalmaktadır.

#### 3.2.4. Diğer etkenler

Yukarıda görülen etkenlerin dışında  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisini, numune boyutları, kullanılan presin özellikleri de etkilemektedir. Ayrıca etriye ve fretle sarılmış beton ile sarılmamış betonun  $\sigma$ - $\epsilon$  özellikleri de birbirinden çok farklıdır.

### 3.3. Betonun Elastisite Modülü

Elastisite modülü  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisinin eğimine bağlıdır.  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisi tam olarak belirlenemediği için elastisite modülünü de tam olarak belirlemek zor bir iştir. Literatürde betonun elastisite modülü için çeşitli tanımlar yapılmıştır. Bunlardan üç tanesi aşağıda özetlenmiştir (Ersoy, 1985).



Şekil 3.5. Betonun  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisi üzerinde en yaygın üç adet elastisite modülünün gösterimi

a. Başlangıç elastisite modülü:  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisinin başlangıç noktasına çizilen teğetin eğimi olarak tanımlanır. Aynı tanım bazı yayınlarda dinamik modül olarak da adlandırılmakta, beton çok düşük gerilmelere maruz ise, başlangıç modülü kullanılarak gerçekçi sonuçlar alınabilir.

b. Teğet modülü:  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisine herhangi bir noktada çizilen teğetin eğimidir. Pratikte bu teğet yaklaşık olarak  $0.4 f_c$  gerilmesi temel alınarak çizilir.

c. Sekant modülü: Orijinden herhangi bir gerilmeye tekabül eden noktaya çizilen sekantın eğimi olarak tanımlanır. Betonun emniyet gerilmelerine yakın gerilmelere maruz olduğu durumlarda bu modül iyi sonuçlar verir. Genelde sekant modülü  $0.5 f_c$  gerilmesine göre hesaplanır.

Betonun  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisi tam olarak belirlenemediği için elastisite modülü kesin olarak bulunamamaktadır. Hesap için önerilecek elastisite modülünü bütün değişkenleri dikkate alarak da tanımlamak oldukça güçtür. Bugün bütün ülkelerde yürürlükte olan yönetmeliklerde elastisite modülü beton basınç dayanımının bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Bazı ülkeler hafif betonu da düşünerek beton ağırlığını da hesaba katmışlardır. Aşağıda çeşitli ülkelerden elastisite modülleri verilmiştir. Yalnız bu bağıntılar ani yükleme içindir ve zaman etkisinden bağımsızdır. Kalıcı yük durumunda bu değerler zamanla azalacaktır.

- Amerikan Beton Enstitüsü (ACI 318 -83)

$$E_{cj} = W^{1.5} \cdot 0.14 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad (3.1)$$

normal ağırlıkdaki beton için ( $w=2270 \text{ kg/cm}^3$ )

$$E_{cj} = 15100 \sqrt{f_{cj}} \quad (3.2)$$

- Avrupa Beton Komitesi (CEB-78)

$$E_{cj} = 44150 (f_{cj} + 80)^{1/3} \quad (3.3)$$

- Alman Betonarme Şartnamesi (DIN 1045)

$$E_{cj} = \frac{550.000 \cdot \beta_w}{\beta_w + 200}, \quad \beta_w = \text{beton basınç mukavemeti} \quad (3.4)$$

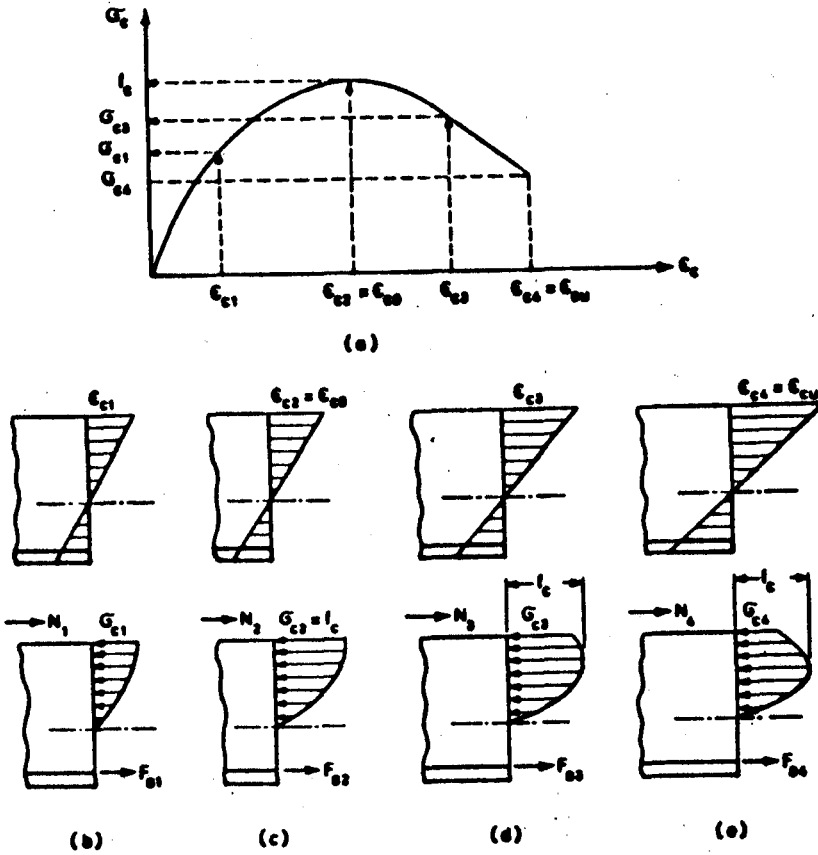
- Türk Standartları Enstitüsü (TS 500)

$$E_{cj} = 10270 \sqrt{f_{cj}} + 14000 \quad (3.5)$$

Burada;

$E_{cj}$  : j günlük betonun elastisite modülü,  $\text{kg/cm}^2$ ,  
 $f_{cj}$  : j günlük betonun silindir basınç dayanımı,  $\text{kg/cm}^2$ ,  
 $\bar{w}$  : beton ağırlığıdır.

### 3.4. Betonarmenin Taşıma Gücüne Göre Davranışı



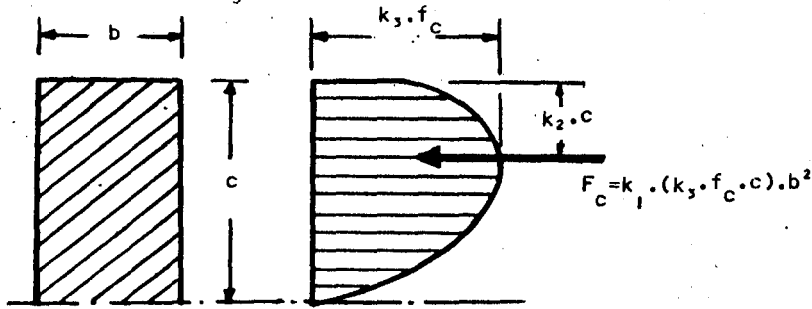
Şekil 3.6. Donatı ve beton gerilmelerinin zamana göre değişimi

Şekil (3.6)'da 1933 yılında Lehigh (A.B.D) Üniversitesi'nde, sabit eksenel yük altında 20 ay tutulan bir betonarme kolonda ölçülen donatı ve beton gerilmelerinin zamana göre değişimi gösterilmiştir. Yük uygulandığı anda ölçülen gerilmeler, emniyet gerilmesi olarak belirteceğimiz büyüklükler olmasına rağmen daha ileriki zamanlarda sünme etkisi ile betondaki gerilme azalırken, çelikteki gerilme artmıştır. Buradan görüldüğü gibi kalıcı yük altındaki kolonda gerilme hesabının olanaksız olduğu anlaşılmıştır. Ayrıca kolonun taşıma gücüne erişebilmesi için, çelik ve betonun kapasitesine ulaşmasının yetmediği, kırılma ko-



numuna ancak her iki malzeme gücünün tükenmesi ile ulaşıla-  
cağı da görülmüştür. Taşıma gücü yönteminin amacı, kesitin  
güç tükenme anındaki kapasitesinin hesabıdır. Bu yöntemde  
gerilme hesabı yoktur. Kesit hesabı için geliştirilen bu  
yöntemle çözüme gidilirken, yazılacak denge ve uygunluk  
denklemleri, emniyet gerilmeleri yönteminde kullanılanla  
aynıdır. Aralarındaki tek fark taşıma gücü yönteminde mal-  
zeme davranışının doğrusal elastik kabul edilmemesidir  
(Ersoy, 1985).

Basınç bölgesindeki gerilme dağılımı her iki denge  
denkleminde de yer almaktadır,  $\Sigma F = 0$  ve  $\Sigma M = 0$  denklemleri  
için önemli olan, basınç gerilmesi dağılımının geometrisi  
değil bu dağılımın altındaki alan ve alanın ağırlık merke-  
zidir. Bu nedenle TS 500, "Beton basınç bölgesindeki geril-  
me dağılımı için, geçerliliği deneysel verilerle kanıtlan-  
mış herhangi bir dağılım kullanılabilir". Bu demektir ki,  
kullanılacak gerilme dağılımının alanı ve ağırlık merkezi,  
deneysel olarak saptanan değerlerle uyumlu olmalıdır. Gerilme  
dağılımının alanı ve ağırlık merkezinin belirlenmesi ile  
ilgili en güvenilir deneyler, Hognestad ve Rüşch tarafından  
yapılmıştır.

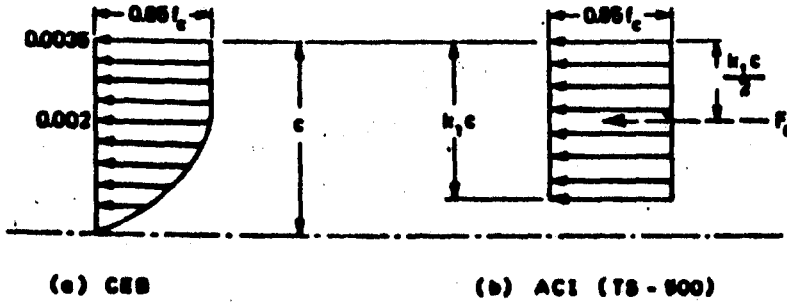


Şekil 3.7. Gerilme dağılımı alanı

Şekil (3.7)'den görüldüğü gibi, gerilme dağılımının  
alanı,  $k_1 \cdot k_3$  ve ağırlık merkezi de  $k_2$  parametreleri ile ta-  
nımlanabilmektedir. Seçilen gerilme dağılımı, deneysel ola-  
rak saptanmış bulunan  $k_1 \cdot k_3$  ve  $k_2$  değerlerini sağladığı

taktirde, dağılımın geometrisinin hiç bir önemi yoktur. Önemli olan, söz konusu üç parametrenin sağlanması olduğuna göre, hesaplara kolaylık getirecek en basit geometrinin seçilmesi gerekir.

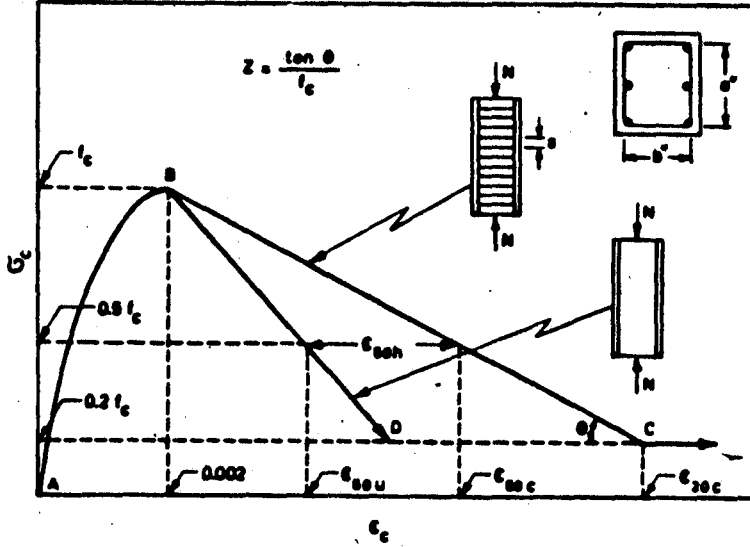
ACI'ca kabul edilen ve TS 500 de önerilen gerilme dağılımı Şekil (3.8b)'de gösterilmiştir. Şekilden görüleceği gibi dikdörtgen dağılımın genişliği  $0,85 f_c$  alınarak,  $k_3 = 0.85$  varsayımı yapılmıştır. Bu durumda, eşdeğer gerilme dağılımının derinliğini tanımlayan  $k_1$  parametresi,  $k_3 \cdot k_1 = 0.85 k_1$  değeri bulunur. Basınç gerilme dağılımının etki ettiği alan genişliğinin sabit olduğu zamanlarda  $k_2 = k_1/2$  dir. Alan genişliğinin sabit olmadığı durumlarda ise  $k_2 \cdot c$ , en dış liftten kesit ağırlık merkezine olan uzaklıktır.



Şekil 3.8. Eşdeğer gerilme dağılımı alanı

Avrupa Beton Komitesi'nce kabul edilen eşdeğer gerilme dağılımının, 0.002 birim kısalmasına kadar ikinci derece bir parabol oluşu 0.002 - 0.0035 arasında ise gerilmenin sabit kaldığı varsayılmıştır. Bilindiği gibi,  $\epsilon_{cu}$  da, 0.002 ile 0.0035 arasında değişmektedir. Basit eğilme veya aksenal yükün düşük olduğu bileşik eğilme durumlarında,  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  olmaktadır.

## 3.5. Kent ve Park Modeli

Şekil 3.9. Kent ve Park modelindeki  $\sigma$ - $\epsilon$  egrisi

(Şekil 3.9)'da görüldüğü gibi, eğrinin maksimum gerilmeye kadar olan bölümü ikinci derece bir parabol sayılmıştır. Eğrinin düşüş parçası için iki ayrı doğru önerilmektedir. Bunlardan birisi sargısız diğeri ise sargılı beton içindir (max. gerilme  $f_c$  genellikle beton silindir dayanımı olarak alınır.  $f_c = f_{ck}$ ) önerilen modelin özellikleri şöyle sıralanabilir.

A-B parçası:

$$\sigma_c = f_c \cdot \left( \frac{2 \cdot \epsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right) \quad (3.6)$$

B-D ve B-C parçası

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.0285 \cdot f_c}{14 \cdot 2 \cdot f_c - 1000} \quad (3.7)$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{b''}{5}} \quad (3.8)$$

$$z = \frac{0.50}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002} \quad (3.9)$$

$$\sigma_c = f_c \cdot [1 - z(\epsilon_c - 0.002)] \quad (3.10)$$

$\sigma_c$  - beton gerilmesi

$b''$  - göbek betonunun küçük boyutu (göbek alanı: etriyenini içinde kalan alan)

$s$  - etriye aralığı

$\rho_s$  - etriyenin hacimsel yüzdesi. Etriye hacminin  $s$  uzunluğundaki göbek hacmine oranı.

$$\rho_s = \frac{A_{so} (a'') \cdot (b'')}{s \cdot (a'') \cdot (b'')}$$

$a''$  - göbek betonunun büyük boyutu.

## 4. EKSENEL BASINÇ ALTINDAKİ BETONARME ELEMANLAR

### 4.1. Giriş

Sadece aksenal yüke maruz betonarme bir elemana her zaman rastlanamaz. Aksenal yük ile zorlanan her eleman az da olsa moment ve kesme kuvveti taşımaktadır. Bu moment gerek yapım hatalarından doğan aksen eğikliğinden gerekse, deprem ve rüzgar gibi yatay kuvvetlerden oluşur. Dolayısıyla elemanın moment taşımadığını düşünmek imkansızdır [4].

TS 500'de yapılan hesaplar sonucu moment sıfır çıkrsa bile, elemanın boyutlandırılmasının minimum bir dış merkezliğe göre yapılması öngörülmektedir.

Betonarme bir elemanın sadece aksenal yük taşıyormuş gibi hesaplanmasını şartnameler öngörmemekle birlikte aksenal yük taşıyan kolonların davranışının bilinmesi de gereklidir. Bu tür elemanların dayanımını belirleyen denklemler daha kolaydır. Bu nedenle ön tasarım aşamasında kesit boyutlarının yaklaşık olarak hesaplanabilmesi için bu basit denklemler kullanılır.

En sık rastlanan aksenal yük taşıyıcıları kolonlardır. Kolonlar binanın düşey yüklerini taşıdıkları gibi varsa perde duvarlarla birlikte binaya etkiyen deprem ve rüzgar gibi binaya etkiyen yatay yükleri de taşırlar.

### 4.2. Kolon Türleri

Beton, basınca çalışan bir eleman, kolon da basınç elemanı olduğuna göre akla donatısız bir kolon gelebilir. Fakat kolonda büzülme, özellikle sünme deformasyonlarının, varlığı ve uygun görülmeyen eğilme momentlerinin meydana gelebileceği düşüncesiyle şartnameler donatısız kolona izin vermez. Bu nedenle

- a- Betonarme kolonlar boyuna donatıyı saran enine donatının cinsine göre ikiye ayrılır:

- Etriyeli kolon: Boyuna donatısı bireysel etriyelerle sarılmış kolon.
- Fretli kolon: Boyuna donatıyı, sürekli dairesel fretlerin sardığı kolon.

Bunlardan başka,

b- Bileşik kolonlar: Bunlar etriyeli ve fretli kolonlar dışında kalan ve yükün büyük bir kısmını çelik elemanların taşıdığı kolonlardır.

#### 4.3. Kolonlar İçin Elastik Teori

Elastik teoride, beton ve çelik davranışları doğrusal varsayılır. Eksenel yük altında hesaplanmasında eşdeğer alan kavramından yararlanır. Bu nedenle kesitdeki toplam boyuna donatı alanı  $A_{st}$ , modüler oran ( $\frac{E_s}{E_c} = n$ ) ile çarpılarak eşdeğer beton alanına çevrilir. Betona dönüştürülmüş eşdeğer alanın taşıyacağı yük denge denklemlerinden hesaplanır.

$$N = \sigma_e \cdot ((A_c - A_{st}) + n \cdot A_{st}) \quad (4.1)$$

Bu denklemden betondaki gerilme;

$$\sigma_c = \frac{N}{(A_c - A_{st}) + n \cdot A_{st}} = \frac{N}{A_c + A_{st}(n - 1)} \quad (4.2)$$

Beton gerilmesinin modüler oranla çarpılmasıyla;

$$\sigma_s = n \cdot \frac{N}{A_c + A_{st}(n - 1)} \quad (4.3)$$

donatıdaki gerilme bulunur.

Bu denklemler beton ve çelik doğrusal elastik davranıldığı düşüncesiyle çıkarılmıştır. Betonun zamana bağlı deformasyonu ile büzülme ve sünmenin büyük ölçüde değişeceği bilinmektedir. Dolayısıyla yukarıda bulunan (4.2 ve 4.3) no'lu denklemler kesit hesabı için kullanılmamaktadır. Ancak bu denklemler büzülme ve sünme sonucunda oluşacak gerilmelerin belirlenmesinde yararlı olur.

#### 4.4. Eksenel Yüklü Kolonların Davranışı (Taşıma Gücü Teorisi)

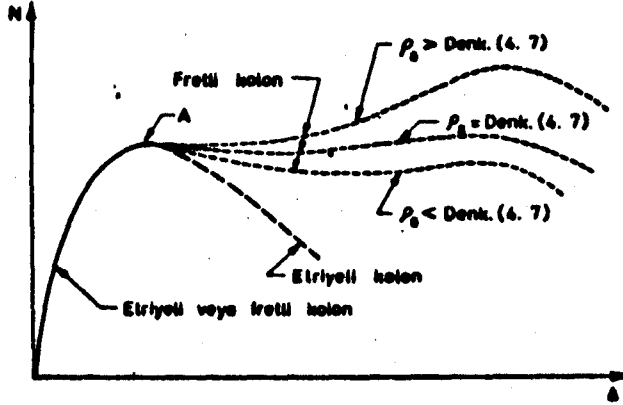
Eksenel basınç altındaki bir betonarme elemanın taşıma gücünün, beton ve donatı kapasitesinin hesaplanması ile elde edileceği anlaşılmıştır. Donatının kapasitesi akma dayanımı ( $A_{st} \cdot f_{ck}$ ), beton basınç dayanımı ( $A_{cn} \cdot f_{ck}$ ) ile sınırlanmaktadır. Ancak yapılan deneylerde kolondaki basınç dayanımını, ortalama olarak silindirik basınç dayanımının % 85'i olduğu gözlenmiştir. Bunun nedeni büyük bir olasılıkla boyut etkisi ve kolondaki betonun silindirik numunesindeki kadar iyi sıkıştırılmamış olmasıdır. Bu durumda kolon taşıma gücü şöyle yazılır.

$$N_{or} = 0.85 f_{ck} \cdot A_{cn} + f_{yk} \cdot A_{st} \quad (4.4)$$

$$A_{cn} = A_c - A_{st}$$

Hızlı yüklenen bir kolonda donatı çeliği akma birim kısalmasına ( $\epsilon_{sy}$ ) ulaştığı halde beton çoğu zaman maksimum gerilmeye karşı olan birim deformasyonu ( $\epsilon_{co}$ )'a ulaşamamaktadır. Bu durumda yük artırıldığında donatı tarafından karşılanan kuvvet sabit kalacağından, beton uygulanan yükün büyük bir kısmını alacaktır. Birim kısalma  $\epsilon_{co}$  değerine ulaştığında, betonun ezilerek dağılmasının önlenmesi için uygulanan yükün bir kısmının donatıya aktarılması gerekir. Birim kısalmanın  $\epsilon_{co}$  değerini geçmesi ancak bir gerilme azalması ile mümkündür. Bu aşamada yükün bir kısmının betondan donatıya aktarımı mümkün değildir. Çünkü donatı aktığı için daha fazla yük üzerine alamaz. Bu durumda kolon kırılma konumuna ulaşacak ve yük düşmeye başlayacaktır. Kırılma konumuna (taşıma gücüne) erişildiğinde kolondaki birim kısalma yaklaşık  $\epsilon_{co} = 0.002$  olacaktır.

Yukarıda anlatılan kısım ancak enine donatı ile göbekteki betonun dayanımını ve  $\sigma$ - $\epsilon$  eğrisinin tepe noktasına karşı olan birim kısalma değeri artırılarak ( $\epsilon_{co} > 0.002$ ) değiştirilebilir. Bu nedenle enine donatı, etriye ise etriye aralığı sıklaştırılarak ya da fretli kolon yapılarak bu özellik değiştirilir.



Şekil 4.1. Etriyeli ve fretli kolon için yük-deformasyon eğrileri

Şekil (4.1)'deki etriyeli kolonun sargı donatısı oranı ve aralığı normaldir (Göbek alanı özelliklerini değiştirmeyecek düzeydedir). Şekilden de görüldüğü gibi etriyeli ve fretli kolonların davranışı A tepe noktasına erişinceye kadar özdeştir. A tepe noktasına erişen etriyeli kolonun yük taşıma gücü tükenmekte ve kırılmaktadır. A tepe noktasına kadar etriyeli kolon ile aynı davranışı gösteren fretli kolonun artan deformasyon altındaki davranışı şekilde görüldüğü gibi etriyeli kolonunkinden farklılık gösterir. A tepe noktasında fretli kolonun kabuk betonu çatlayarak dağılır ve göbekdeki yük artımı sonucu poisson etkisi ile beton yana doğru genişlemeye çalışır. Ancak fret bu yanıl genişlemeyle eşit fakat ters yönde karşılık verecektir. Bu etki altında beton göbek alanının basınç etkisi artacaktır. Dolayısıyla kolonun düşey yük taşıma kapasitesi artacaktır. Şekilden de görüldüğü gibi etriyeli kolonda A tepe noktasında dış kabuğun parçalanması ile gerilme bir miktar düşmekte ve fret çalışmaya başladığında tekrar gerilme artış göstermektedir. İkinci tepe noktasında taşınan yükün birinci tepe



noktasında taşınandan fazla olması gerekir. Bu şartı sağlayacak fret yüzdesi "minimum fret yüzdesi" olarak adlandırılır. A tepe noktasından ikinci tepe noktasına gidilirken kabuk beton dağılmakta buna karşılık göbek betonu dayanımı fretin sargı etkisiyle artmaktadır.

$$\text{Yitirilen kapasite, } -\Delta N = f_{ck} \cdot (A_c - A_{ck})$$

$$\text{Kazanılan kapasite, } +\Delta N = A_{ck} \cdot (f_{ci} - f_{ck}) = A_{ck}$$

iki tepe noktasındaki taşınan yükün aynı olabilmesi için,

$$-\Delta N = \Delta N \text{ olması gerekir.}$$

Bu denklikten yararlanılarak minimum fret alanı için aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$A_o = \frac{D(s)}{8} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (4.5)$$

Fret donatısı yüzdesi, bir halkadaki fret hacminin, (s) bir fret aralığındaki beton göbek hacmine bölünerek bulunur.

$$\rho_s = \frac{\pi \cdot D \cdot A_o}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot s} = \frac{4A_o}{D(s)} \quad (4.6)$$

İki tepe noktasında taşınan yükün aynı olmasını sağlayan fret oranı (minimum fret oranı) ise,

$$\rho_s = 0.5 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \quad (4.7)$$

Bir çok yönetmelikle bu oran bu şekilde olmasına rağmen TS 500'de 0.50 yerine 0.45 olması istenmektedir.

Enine donatı etriye olduğu zaman da sargı donatısının etkisi artırılabilir ancak o zaman etriye aralığının çok sık olması gerekir. Bu da fazla ekonomik değildir ve etriye aralığı ne kadar artırılsa sünekliğin o derece artacağı bilinmelidir.

#### 4.5. Eksenel Yüklü Kolonların Taşıma Gücü

Etriyeli ve fretli kolonların birinci tepe noktasına göre taşıma gücü aynıdır. Beton alanı yaklaşık olarak  $(A_c - A_{st})$  yerine  $A_c$  alınır, birinci tepe noktasına göre taşıma gücü

$$N_{or2} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot A_c + f_{yk} \cdot A_{st} \quad (4.8)$$

Fretli kolonların ikinci tepe noktasına göre taşıma gücü için brüt beton alanı  $(A_{ck} = A_c - A_{st})$ , beton dayanımı  $f_{ck}$  yerine  $f_{c1} = f_{ck} + 4 \cdot \sigma_2$  kullanılmalıdır.

$$N_{or2} = 0.85 \cdot (f_{ck} + 4\sigma_2) \cdot A_{ck} + f_{yk} \cdot A_{st} \quad (4.9)$$

$$\sigma_2 = q \text{ yerine } q = \frac{2A}{D(s)} \cdot f_{ywk} \text{ konulursa,}$$

$$N_{or2} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot A_{ck} + 0.85 \cdot 4 \cdot \frac{2A_o}{D(s)} \cdot A_{ck} \cdot f_{ywk} + A_{st} \cdot f_{yk}$$

Fret kesit alanı  $A_o$  yerine, eşdeğer olan alan  $A_{sp}$  yazılırsa (Eşdeğer alan, fretin bir halkasının hacmi, boyu  $S$  ile sınırlanan eşdeğer donatı hacmine eşitlenerek bulunur).

$$\pi \cdot D \cdot A_o = A_{sp} (s) \quad (4.10)$$

$$A_{sp} = \frac{\pi \cdot D \cdot A_o}{s} \quad (4.11)$$

$$N_{or2} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot A_{ck} + A_{st} \cdot f_{yk} + 1.7 A_{sp} \cdot f_{ywk} \quad (4.12)$$

Yukarıdaki denklemde fret alanı yerine eşdeğer fret alanı kullanılmıştır. Buradaki bu eşdeğer fret alanı da sanki eksenel yük taşıyormuş gibi gözükmektedir. Halbuki biz biliyoruz ki fret ancak birinci tepe noktasından sonra etkili oluyor. Fretin görevi eksenel yük taşımak değil sargı etkisi ile betonun yük taşıma kapasitesini arttırmaktır.

#### 4.6. TS 500'e Göre Eksenel Yüklü Kolonların Taşıma Gücü

TS 500'de fretli ve etriyeli kolonların hesabı için birinci tepe noktası esas alınmıştır (Amerikan yönetmeliğindeki gibi). Ancak fretli kolonun sünekliği dikkate alınarak % 10 kapasite arttırılmaktadır. TS 500'de karakteristik değerler yerine hesap dayanımları kullanılmıştır [4].

$$N_o = N_r = \phi (0.85 \cdot f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd}) \quad (4.13)$$

TS 500'de bu denklem etriyeli ve fretli kolonda kullanılmak üzere konulmuş ancak fret oranının "minimum fret oranından" az olmaması gerektiği belirtilmiştir.

$$\min \rho_s = 0,45 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right)$$

NOT:

TS 500'de  $\phi$  katsayısının

Etriyeli kolonlar için 1

Fretli kolonlar için 1,1 alınması öngörülmektedir.

#### 4.7. Kolonlar İçin Minimum Koşullar (TS 500)

Yönetmeliklerde minimum kolon enkesiti için değerler öngörülür. Bunun nedeni,

- Beton ve donatı yerleştirilmesinde kolaylık sağlamak,
- Yatay yükler altında minimum bir rijitlik elde etmek.

Yönetmeliklerde, kolonlardaki boyuna donatının minimum yüzdesi ve donatının minimum çapı ve adedi belirlenir. Minimum boyuna donatı istenmesi, yatay yük ve beklenmeyen dış merkezliklerin oluşması durumunda belirli bir moment kapasitesi sağlanması ve betonun ezilme kırılması ile oluşacak gevrekliğin azaltılmasıdır. Minimum donatı çapı ise boyuna donatının burkulma kapasitesini minimum düzeyde tutmak içindir.

Yönetmeliklerde bir de donatı için üst sınır konmuştur. Bu sınırın amacı betona göre daha pahalı olan demir kullanımını kısıtlamak ve kesit boyutlarını aşırı küçülterek yatay yüklere karşı eğilme rijitliğinin azalmasını önlemektir.

Kolon boyuna donatısını saracak etriye ve fretler için minimum koşullar öngörülmektedir. Bu şartın amacı enine donatı olarak kullanılan etriye ve fretlerin işlevlerinin belirlenmesi ile aydınlığa kavuşur, bunlar;

- a) Boyuna donatıyı beton dökümü esnasında yerinde tutmak.
- b) Kırılma konumunda boyuna donatının burkulma boyunu kısaltarak burkulmayı geciktirmek.
- c) Göbek betonunun sürekliliğini artırmak bazı durumlarda dayanımını artırmak.

Dikdörtgen etriyelerin boyuna çubuklar arasındaki serbest açıklığı ve aralığı ne kadar az olursa ve çap ne kadar büyük olursa bu işlevler o kadar iyi yerine getirilmiş olur.

Yönetmeliklerin büyük çoğunluğunda kolonlar için min. bir dış merkezlik öngörülmektedir. Bunun nedeni: Betonun homojen olmaması, imalat hatalarından doğan eksen eğrilikleri ve beklenmeyen yük etkilerinin moment oluşturma özelliğidir.

Eksenel yük için bir sınır getirilmektedir. Bu sınırın amacı: Aşırı gevrek davranışı önlemektir. Bilindiği gibi eksenel yük arttıkça süneklik azalmaktadır. Bu sınırlama özellikle deprem riski büyük olan bölgelerde yapılan binalar için önemlidir.

Her yapı elemanında kolonlarda da boyutlar ve donatı açısından öngörülen koşullara uymak detaylandırma ve yapım da gereken titizliği göstermek en az hesaplar kadar önemlidir. Bu konuda diğer yapı elemanlarından daha fazla dikkatli olmak gerekmektedir. Bir kolonun göçmesi tüm binanın göçmesine neden olabilir.

Tablo 4.1. Kolonlar için öngörülen koşullar

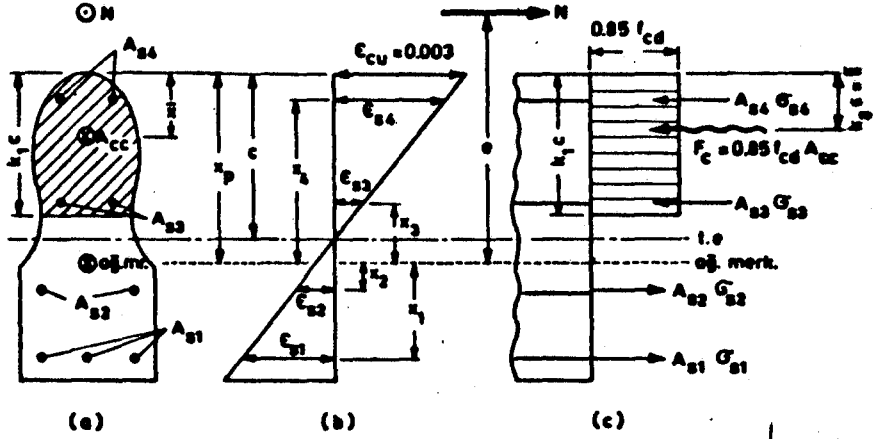
Tanım	Öngörülen Koşulllar		
	TS 500	Deprem Yönt.	Ek Öneriler
min b	25 cm	25 cm	-
max L/b	-	-	20
$l_c$	-	$h, l/6, 45$ cm	-
$l_s$	(*) $a \times b \geq 40 \phi L$ nervürlü 30 $\phi L$	(*) $a \times b$	-
$\rho_{min}$	0,008(4- $\phi 14$ )	0,01	-
$\rho_{max}$	0,04	0,04	-
max $a_t$	-	-	30 cm
max $a_o$	-	-	20 cm
max $s_o$	Etr-12 $\phi_c, 20$ cm fret-D/5,8 cm	$h/2$ -	- -
max $s_c$	-	-	-
veya $s_s$	-	10 cm	-
min $\phi h$	1/3 $\phi L$	1/3 $\phi l$	-
min $\phi h_c$	-	1/3 $\phi l, 8$ mm	-
min h/b	-	3,0	-
min e	01.h, 2.5 cm	-	-
max N	0.6.f <sub>ck</sub> A <sub>c</sub>	-	-
max V	0.17.f <sub>ck</sub> .b.h	-	-
min Uk	6 $\phi, 5$ cm	10 $\phi$	-

\*

$Lb = \phi \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ctd}}$ , düz yüzeyli çubuklarda  $\phi = 0.22$ , nervülülerde  $\phi = 0.12$   $\alpha$  aynı kesitte eklenen donatı oranına göre değişir, tümü etkiniyorsa,  $\alpha = 1.6$

## 5.2. Bileşik Eğilme Altındaki Elemanların Taşıma Gücü

- Genel Denklemler



Şekil 5.1. Bileşik eğilme altındaki kesit ve reaksiyonlar

Şekli (5.1)'de en genel şekliyle gösterilen bu bileşik eğilme probleminin çözümü iki denge ve kesitdeki donatı sırası kadar da uygunluk denklemlerinden oluşur.

Denge denklemleri:

$$N = 0,85 f_{cd} \cdot A_{cc} + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \quad (5.3)$$

$$M = N \cdot e = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} (x_p - \bar{x}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \quad (5.4)$$

Uygunluk denklemleri

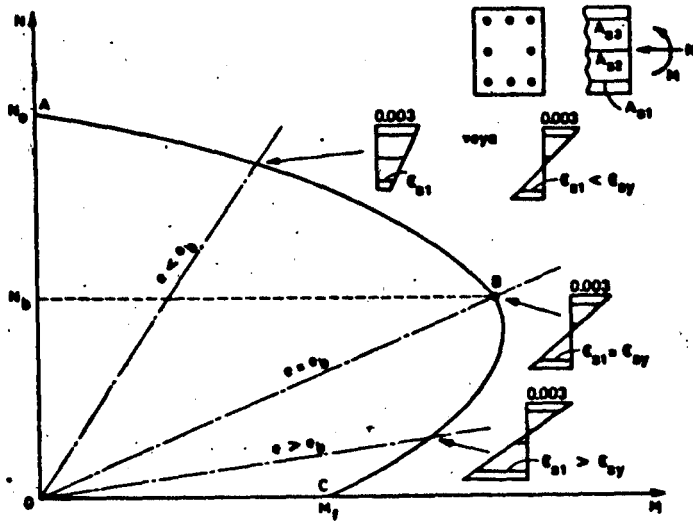
$$-\varepsilon_{si} = 0.003 \cdot \frac{x_p - c - x_i}{c}$$

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s \leq f_y \quad \text{olduğundan,}$$

$$\sigma_{si} = 0.003 \cdot E_s \cdot \left(1 + \frac{x_i - x_p}{c}\right) \leq f_{yd} \quad (5.5)$$

Genel problemin çözümü için bu üç denklem yeterlidir. Denge denkleminde görülen moment; kuvvetlerin, brüt kesitin ağırlık merkezine göre momentidir (Ağırlık merkezi kesit üst yüzünden  $x_p$  uzaklığında).  $\bar{x}$  beton eşdeğer basınç gerilmesinin derinliği ( $k_1 \cdot c$ ) ile tanımlanan taranmış alanın ağırlık merkezinin, beton basınç yüzünden uzaklığıdır. Eşdeğer dağılım düzgün yayılı olduğundan, beton bileşkesi taranmış alanın  $0,85 \cdot f_{cd}$  ile çarpılması ile bulunur.  $F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc}$ . Bileşkenin etkime merkezi ise taranmış alanın ağırlık merkezidir.

Yukarıda verilen üç denklem son derece geneldir. Herhangi bir geometrik şekil için  $M = 0$ 'dan  $N = 0$ 'a kadar bütün durumlar için geçerlidir. Dolayısıyla bu üç denklem bileşik eğilme durumundaki betonarme kesitin taşıma gücü için yeterlidir.



Şekil 5.2. Dayanım zarfı (karşılıklı etki diyagramı)

- Tarafsız eksen derinliği "c" için çeşitli kabuller yapılarak, bu üç denklemden N ve M çiftleri hesaplanabilir. Bu N ve M değerlerini kullanarak eksenel yükün moment ile değişimini gösteren bir dayanım zarfı çizilir (Şekil 5.2). Bu eğriye dayanım zarfı denilmesinin sebebi taşıma gücü formülleri kullanıldığı içindir. Bu eğri için de kolon moment ve normal kuvvet çiftleri söz konusu kesitce kolaylıkla taşınabilecektir. Dayanım zarfı, çizilen kesit için geçerlidir. Orijinden çizilen radyal doğrular da kesite etkileyen dış merkezliği simgelemektedir.

- Karşılıklı etki diyagramı üzerinde dengeli duruma tekabül eden bir B noktası işaretlenmelidir (Şekil 5.2). En dış basınç lifindeki birim kısalma 0,003 değerine ulaşırsa, çekme yüzüne en yakın çekme donatısı da akma birim uzamasına erişmesi haline "dengeli durum" denilir. Bu noktaya karşı gelen yük  $N_b$  (dengeli yük) ve dış merkezlik de,  $e_b$  olarak gösterilebilir.

$N < N_b$  veya  $e > e_b$  olduğu durumlarda, beton birim kırılması  $\epsilon_c = 0,003$  değerine erişmeden dış yüze en yakın çekme donatısı akacağından sünek bir kırılma oluşur. Bu tür kırılmaya "çekme kırılması" denilmektedir.  $N > N_b$  veya  $e < e_b$  olduğu durumlarda, dış merkezliğe bağlı olarak, birim deformasyon dağılımı üçgen ya da trapez olabilir. Her iki durumda da beton kırılma durumuna ulaştığı anda bile dış yüze yakın çekme donatısı akma birim uzamasına ulaşamamaktadır. Basınç kırılması olarak adlandırılan bu kırılma gevrek niteliktedir.

Bileşik eğilmede kırılma türü, donatı oranından bağımsız olmasına karşın eksenel yük düzeyine veya dış merkezliğe bağlıdır. Bu durumda, donatıyı sınırlayarak gevrek kırılmayı önlemek mümkün değildir. Gevrek kırılmayı önlemenin tek yolu kesit boyutlarını büyütürük yükün dengeli yük düzeyi altına indirilmesidir. Bu çözüm teorik olarak mümkün, ancak böyle bir çözüm ekonomiklikten uzaktır. Fakat yine de

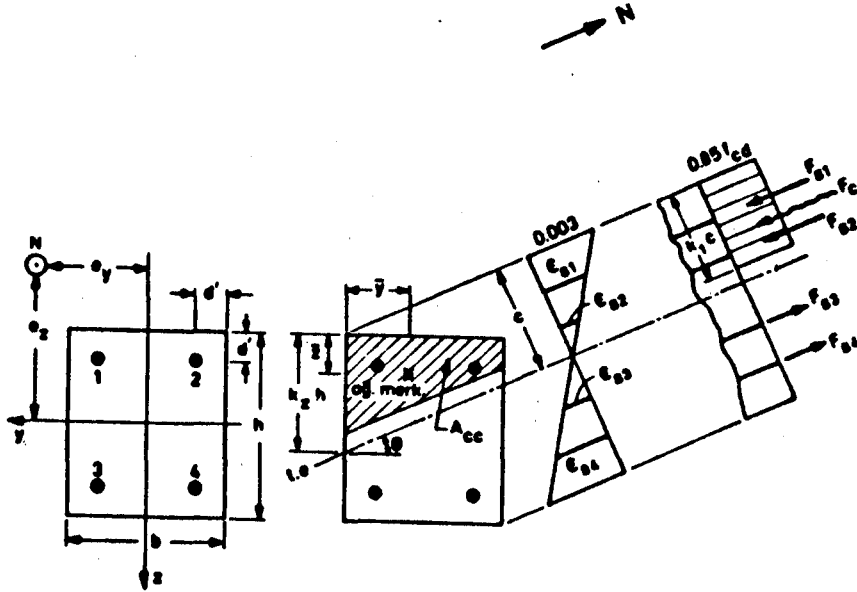


aşırı gevrek kırılmayı önlemek için bazı önlemler alınmalıdır. Bunlardan ikisi:

- Sık yerleştirilmiş sargı donatısı ile süneklik artırılabilir.
- Eksenel yüke bir üst sınır konularak, aşırı gevşek kırılmalar önlenebilir. Örneğin TS 500'de eksenel yükün  $0,90 \cdot f_{cd} \cdot A_c$  düzeyini geçmesine izin verilmez.

### 5.3. Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Taşıyan Elemanların Taşıma Gücü

Özellikle köşe kolonlarda yeni birbirine dik iki çerçevenin birleştiği kolonlarda yatay rüzgar ve deprem gibi yatay yüklerden ya da düşey yüklerin de etkisiyle, iki eksenli eğilme durumu oluşabilir [4].



Şekil 5.3. Eğik eğilme ve eksenel kuvvet altındaki kolon

Şekil (5.3)'deki kolonda donatı karşılıklı yüzlerde eşit olarak konulmuştur. Bu kolon eksenel kuvvet ve x ile y yönlerindeki momentlerin etkisi altındadır. Bu duruma göre birim deformasyon dağılımı ve kesit zorlamaları yine şekilde görülmektedir. Gösterilen birim deformasyon da-

ğılımından çeşitli düzeylerdeki donatının birim deformasyonu bulunabilir. Yazılacak N ve M denge denklemlerinde belirlenmesi en zor olan beton basınç bileşkesi ve bu bileşkenin nereden etki ettiği yani kesit ağırlık merkezinden uzaklığıdır.

Beton basınç bileşkesi taralı beton alanının  $0,85f_{cd}$  ile çarpılması ile bulunur. Beton basınç bileşkesi taralı alanın ağırlık merkezinde etkir. Tek yönlü eğilmeden farklı olarak tarafsız eksenin yeri iki değişkenle tanımlanır ( $k_z=h$ ) ve (Q).

Yukarıda özetlenen yöntem kullanılarak çeşitli c değerleri için N,  $M_x$ ,  $M_z$  değerleri elde edilebilir. Bu bulunan değerler düşey eksen N ve yatay eksenleri de  $M_y$  ve  $M_z$  olan bir eksen takımına yerleştirilirse noktaların birleştirilmesinden bir yüzey elde edilir. Bu yüzeyi oluşturan her bir nokta taşıma gücünü simgelediğinden, elde edilen yüzey bir dayanım zarfı olarak tanımlanabilir. Buna " üç boyutlu karşılıklı etki diyagramı" da denir.

Yukarıdaki şekilde ilkeleri gösterilen genel çözüm, ancak deneme yanılma yöntemi ile mümkündür. Önce tarafsız eksen ile ilgili bir varsayım yapılarak hesaba başlanır. Tarafsız eksen denge sağlayıncaya kadar değiştirilir. Ancak tarafsız eksen ( $k_zh$  ve Q) gibi iki değişkene bağlı olduğu için çözüm oldukça uzun ve külfetlidir. Hele dikdörtgen basınç dağılımı yerine kısım (3.4)'de anlatılan Kent ve Park modeli gibi model kullanıldığında, bilgisayar şarttır.

### 5.3.1. Eğik eğilme ve aksenal kuvvet altındaki kolonların çözümü için yaklaşık yöntemler

Çift yönlü eğilme ve aksenal kuvvet etkisi altında kesitlerin taşıma gücü hesabı zaman alıcı ve karmaşık olması sebebiyle yaklaşık yöntemler geliştirilmiştir. Burada uluslararası uygulamada en yaygın iki tanesini inceleyelim.

### 5.3.1.1. Bresler yöntemi

Prof. Bresler tarafından tanıtılan bu taşıma gücü yöntemi gayet basittir [4].

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{ry}} + \frac{1}{N_{rz}} - \frac{1}{N_o} \quad (5.6)$$

$N_r$  - İki yönlü eğilme altındaki kesitin aksenal yük kapasitesi

$N_{ry}$  - Yalnızca  $M_{xy}$  momentinin etkidiği kesitin taşıma gücü ( $e_y = 0$ )

$N_{rz}$  - Yalnızca  $M_{xz}$  momentinin etkidiği kesitin taşıma gücü ( $e_z = 0$ )

$N_o$  - Aksenal basınç altında kesitin taşıma gücü ( $e_y = e_z = 0$ ).

Bu yöntem daha kesin bir bilgisayar programı ve deney sonuçlarıyla karşılaştırıldığında  $N_d \geq 0,1N_o$  olduğu durumlarda oldukça iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Bresler yönteminde dikdörtgen dağılım kullanıldığında;  $N_d/N_o \leq 0,5$  olduğu durumlarda en büyük hata oranının % 16,  $N_d/N_o > 0,5$  olduğunda ise % 23 olduğu saptanmıştır (Ersoy, 1985).

Görüldüğü gibi hata oranları çok küçük ve emniyetli tarafta kaldığı için uygulamada güvenle kullanılabilir.

### 5.3.1.2. İngiliz betonarme yönetmeliği yöntemi (CP 110)

Bu yöntem Bresler yönteminin özel bir halidir [4].

$$\left(\frac{M_{xyd}}{M_{oy}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{xzd}}{M_{oz}}\right)^{\alpha_n} \leq 1.0 \quad (5.7)$$

$M_{xyd}$  - Kesite etkiyen ve vektörel yönü y olan moment  
( $M_{xyd} = N_d \cdot e_z$ )

$M_{xzd}$  - Kesite etkiyen ve vektörel yönü z olan moment  
( $M_{xzd} = N_d \cdot e_y$ )

$M_{oy} = N_d$  eksenel yükün yalnızca  $M_{xyd}$  momentinin etkisindeki kesitin ( $e_y = 0$ ) taşıma gücü

$M_{oz} = N_d$  eksenel yükün yalnızca  $M_{xzd}$  momentinin etkisindeki kesitin ( $e_z = 0$ ) taşıma gücü.

$\alpha_n$  - 1,0 ile 2,0 arasında değişen katsayı.

$$\alpha_n = 0,67 + 1,67 \frac{N_d}{N_o}, \quad 0,2 \leq \frac{N_d}{N_o} \leq 0,8$$

CP-110 yöntemi ile hesaplanan moment kapasitelerinin gerçek moment kapasitesinin biraz altında olacağı bulunmuş, hatanın eksenel yük düzeyi yükseldikçe azalacağı gözlenmiştir. Örneğin,  $N_d/N_o = 0,25$  iken moment kapasitelerindeki hata oranı % 20 ye yaklaşırken,  $N/N_o = 0,5$  olduğunda hata oranı % 5 mertebesinde düşmektedir. Önemli olan, hatanın her iki durumda da emniyetli yönde olmasıdır (Ersoy, 1985).

#### 5.4. Boyutlandırma ve Donatı Hesabı

Hesap momenti ve  $M_d'$  ve hesap eksenel yükü temel olarak hesaplanan dış merkezlik, yönetmelikte öngörülen minimum dış merkezlikten küçük ise boyutlandırma ve donatı hesabında minimum dışı merkezliğe göre hesaplanan moment kullanılır.

$$\frac{M_d'}{N_d} < e_{min} \quad \text{ise hesap momenti} = N_d \cdot (e_{min})$$

etriyeli kolonda  $e_{min} = 0,1.h$  veya 2,5 cm

fretli kolonda  $e_{min} = 0,05.h$  veya 2,5 cm

$h$ -dış merkezlik doğrultusunda kolon boyutu

Hesap eksenel yükü  $N_d$ , kolona etkiyen eksenel yükler uygun yük katsayıları ile çarpılarak bulunur. Hesap momenti  $M_d$  ise, yapısal çözümlenmeden elde edilen ve yük katsayıları olarak ikinci mertebe momentini de içeren maksimum kolon momentidir.

Bir çok ülkenin deprem yönetmeliğinde belirli bir rijitliği ve sünekliği sağlamak için eksenel yüke bir sınır getirilmiştir.

TS 500'de  $N \leq 0,6.f_{ck} .A_c$  veya  $N \leq 0,9.f_{cd} .A_c$  (5.8)  
 ön tasarımda kesit boyutları hesaplanırken yukarıdaki şart-  
 lardan hesaplanan kesitten az olmaması gerekir.

$$\min A_c = \frac{N_d}{0,9.f_{cd}} \quad (5.9)$$

Eğer boyutsuz dış merkezlik belirlenebilirse bir ampirik  
 bağıntıdan da bulabiliriz.

$$A_c = \frac{N_d}{f_{cd}} \left(1 + \alpha \cdot \frac{e}{h}\right) \quad (5.10)$$

$\alpha$  katsayısı, dikdörtgen kesitler için 3,0,  
 dairesel kesitler için 5,0 alınmalıdır.

Kesin tasarım aşamasında burada çıkarılan denklemler-  
 den hesap yapılacağı gibi, bu amaçla hazırlanmış abaklar-  
 dan da yapılabilir. Taşıma gücüne göre hazırlanan abaklar  
 son derece basit ve kullanışlı olduğundan büyük zaman ta-  
 sarrufu sağlar. Bunlardan başka bir yolda, bu bölümde  
 çıkarılan temel taşıma gücü denklemleri temel alınarak ha-  
 zırlanan bilgisayar programlarından yararlanılır.

## 6. NARİNLİK

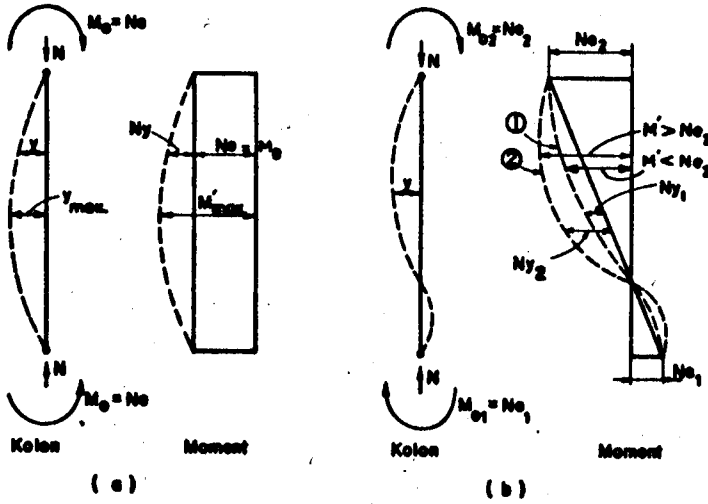
### 6.1. Narinlik Etkisi (TS 500)

#### 6.1.1. Genel

Betonarme kolonlarda aksenal yüke ek olarak eğilme momenti de etkimektedir. Eğilme sonucu oluşan yer değiştirmeler de aksenal yük nedeni ile ikinci merteye momentlerine yol açmaktadır. Eğer söz konusu yapıda yeterli rijitlikte perde duvar bulunmuyorsa, katlar arası yanal yer değiştirme nedeni ile oluşan ikinci merteye momentleri çok büyük olacaktır [4].

İkinci merteye momentlerinin kesin olarak saptanabilmesi, ancak deformasyonların sağlıklı bir biçimde hesaplanması ile mümkündür. Deformasyonların sağlıklı bir biçimde hesaplanmasının da hemen hemen imkansız olduğu bilinmektedir. Kolonların kesin olarak tanımlanamayan sınır şartları, betonarmenin doğrusal olmayan, zamana bağlı davranışı nedenleri ile deformasyon hesabı ancak tartışmaya açık çok sayıda varsayımla gerçekleştirilir.

Deformasyon geometrisine bağlı olarak ikinci merteye momentlerinin (çerçeve hesabından elde edilen) hesap momentlerini arttırıp arttırmayacağı belirlenir. Deformasyon geometrisi; eğer kolon boyunca moment işaret değiştirmiyorsa (kolonun iki ucu arasında bir dönüm noktası yoksa) bu tür kolonlar "Tek Eğrilikli"dir (Şekil 6.1.a Kolon boyunca momentin işaret değiştirdiği durumlarda, kolonun iki ucu arasında moment sıfır noktası olmayacağından bu tür kolonlar da "Çift Eğrilikli" kolonlar olarak adlandırılır (Şekil 6.1b).



Şekil 6.1.1. Tek eğrilikli ve çok eğrilikli kolonlar

Yukarıdaki şekilde iki ucu mafsallı iki ayrı kolon gösterilmektedir. Şekil 6.1.1'de gösterilen kolonun iki ucunda gösterilen momentler kolonu aynı yönde eğmektedir. Bu durumda iki uç arasında bir dönüm noktası veya moment sıfır noktası yoktur. İki uç momenti kolonu aynı yönde eğmeye çalıştığından ve eşit olduğundan birinci mertebe momenti kolon boyunca sabittir. Bu nedenle deformasyon nedeni ile ikinci mertebe momenti (kesik çizgiyle gösterilen) her noktada artmaktadır. Birinci mertebe momenti sabit olduğundan toplam max. moment, deformasyonun en büyük olduğu noktada yani kolonun ortasında oluşmaktadır.

$$M'_{\max} = N.(e + y_{\max})$$

Şekil 6.1.1'de gösterilen mafsallı kolonun iki ucuna etkiyen momentler, kolonu ters yönde eğmeye çalışmaktadır. Bu durumda iki uç arasında bir moment sıfır noktası oluşmakta ve birinci mertebe momentlerinin en büyük değerleri kolon uçlarında yeni yer değiştirmelerin dolayısıyla ikinci mertebe momentlerinin sıfır olduğu noktada meydana gelmektedir. Bu tür deformasyonun olduğu kolonlarda, ikinci mertebe momentlerinin birinci mertebe momentlerine eklenmesiyle oluşan toplam momentin kolon uçlarındaki birinci mertebe momentlerinin değerinden büyük olup olmayacağı, yer-

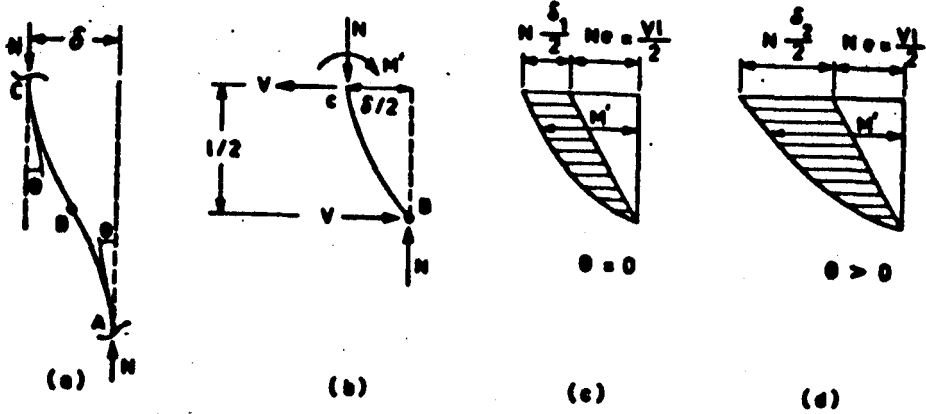
değiştirmenin mertebesine, yani narinlik oranına bağlıdır.  $L/i$  burada ( $L$ ) kolon boyu, ( $i$ ) ise eylemsizlik yarıçapıdır. Şekil 6.1b'de ikinci merteye momentleri kesik çizgilerle gösterilmiştir. Eğriliklerden (1) olanı, narinlik oranı küçük, (2) olanı, narinlik oranı büyük olan kolonlar içindir. Narinlik oranı küçük olan kolonlarda (1) max. yerdeğiştirmenin olduğu yerdeki toplam moment, kolon ucundaki birinci merteye momentinden küçüktür.  $M' = (M + N \cdot y_1) < N \cdot e_2$  bu durumda kolon hesabı en büyük moment  $N \cdot e_2$  ye göre yapılacağından, narinlik etkisinin ihmal edilmesinde hiçbir sakınca yoktur. Narinlik oranı büyük olan kolonlarda ise (2) max. yerdeğiştirmenin olduğu yerdeki toplam moment kolon ucundaki birinci merteye momentinden büyük olabilmektedir.  $M' = (M + N \cdot y_2) > N \cdot e_2$ . Bu durumda kolon hesabının  $M'$  momenti temel alınarak hesabı gerektiğinden narinlik etkisi ihmal olunamaz. Bu durumlarda kolon max. momenti kolon ucundan belirli bir uzaklıkta oluşmaktadır.

Özetlemek gerekirse, tek eğrilikli kolonlarda narinlik etkisi ne olursa olsun ikinci merteye momenti hesap momentini artırırken, çift eğrilikli kolonlarda ikinci merteye momentlerinin hesap momentini artırıp artırmayacağı narinlik oranına bağlıdır.

Bütün bu anlatılanlar için kolonların iki ucunun birbirine göre yerdeğiştirmedeği varsayılmıştır. Bu varsayım ancak yatay ötelenmesi önlenmiş çerçeveler için geçerlidir. Çerçevenin yatay ötelenmesi yeterli rijitlikteki perdelerle önlenbilir. Yanal ötelenme yapan çerçevelerde yerdeğiştirme nedeni ile oluşan ikinci merteye momentinin en büyük olduğu nokta birinci merteye momentlerinin en büyük olduğu nokta ile çakıştığından hesap momentleri mutlaka artacaktır. Dolayısıyla bu çerçevelerin kolonlarında narinlik etkisi çok önemlidir ve ihmal edilmemelidir.



Şekil 6.1.2a'da gösterilen kolonda iki uç momentinin eşit olduğu varsayıldığından moment sıfır noktası ortada oluşmaktadır. (b) de kolonun yarısının serbest cisim diyagramı, (c) ve (d) de ise moment dağılımı gösterilmiştir.



Şekil 6.1.2. Birinci ve ikinci mertebeli momentlerinin gösterimi

Moment dağılımında taranmamış bölge birinci, taranmış bölge ise ikinci mertebeli momentlerini göstermektedir. (c) deki dağılımda, kolonun her iki ucundaki düğüm noktasındaki eğilme elemanlarının (kiriş veya döşeme) sonsuz rijit olduğu varsayıldığından  $Q = 0$  alınmıştır. Şekil (b) ve (c) nin karşılaştırılmasından görülebileceği gibi, düğüm noktasındaki eğilme elemanlarının eğilme rijitlikleri azaldıkça  $Q$  artmakta, bu artış yer değiştirmeyi dolayısıyla ikinci mertebeli momentlerini büyötmektedir.

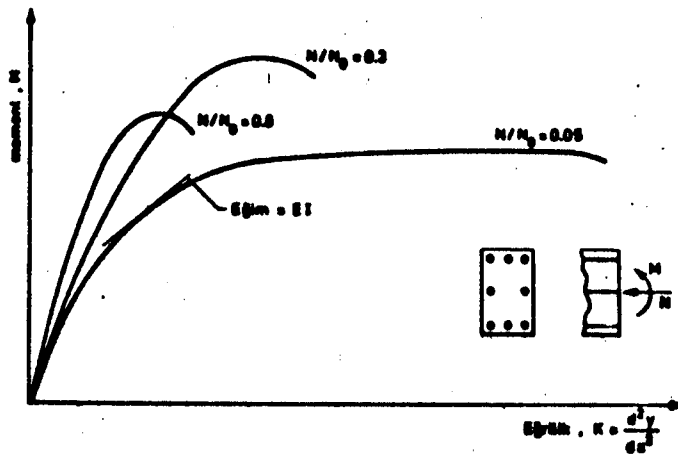
Yanal ötelenmesi önlenmiş bir çerçevedeki kolonda oluşacak ikinci mertebeli momentinin ne denli kritik olacağı, kolonun deformasyon eğrisine, yani tek veya çift eğrilikli olmasına bağlıdır. Kolonun tek ya da çift eğrilikli olması yükleme düzenine bağlıdır.

Yanal ötelenmesi önlenmemiş bir çerçevenin kolonu, katdaki diğer kolonlardan bağımsız olarak yer değiştiremez. Eğilme elemanlarındaki boy değiştirmeler ihmal edilirse, tüm kat kolonların uçları arasında yer değiştirme aynı olacağından yanal yer değiştirmenin büyüklüğü, tüm kat kolonları ile onların alt ve üst noktasındaki eğilme elemanlarının göreceli rijitliğine bağlıdır. Bu nedenle yatay öte-

lenmesi önlenmemiş çerçevesi kolonların da ikinci mertebeli momentleri hesaplanırken tüm kat dikkate alınmalıdır.

### 6.1.2. Kolonların eğilme rijitliği

Betonarme elemanların eğilme rijitliği, moment-eğrilik eğrisinin eğimi olarak tanımlanabilir. Eğilmeye ek olarak aksiyel basınç taşıyan bir betonarme kesitin moment-eğrilik ilişkisi, aksiyel yük düzeyine göre değişir.



Şekil 6.1.3. Betonun moment-eğrilik diyagramı

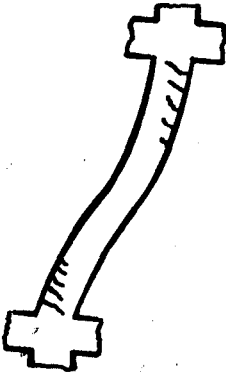
Şekil 6.1.3'de betonarme bir kesitin çeşitli aksiyel yük durumlarındaki moment-eğrilik ilişkileri gösterilmiştir.

Bu şekilden iki önemli sonuç çıkarılabilir.

- Moment-eğrilik ilişkisi doğrusal değildir. Eğrinin eğimi (eğilme rijitliği) sabit değildir.
- Eğrinin geometrisi aksiyel yük düzeyine bağlıdır.

Klasik mekanikte eğilme rijitliği  $E.I$  olarak tanımlanır (doğrusal-elastik malzeme için). Betonun elastisite modülünü pek çok değişken etkilemektedir. Bunlardan en önemlisi de sünmedir. Sünme, kalıcı yükler altında elastisite modülünü önemli yönde etkilemektedir. Sünme nedeni ile kolonların elastisite modülündeki azalmanın tam olarak kestirilmesi ya da hesaplanması imkansızdır.

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımına kıyasla çok küçük olduğundan, betonarme elemanların yük altında çatlama-  
maları son derece doğaldır. Çatlamış kesitlerdeki eylem-  
sizlik momenti, çatlama-  
mamış kesitlere oranla çok daha küçük-  
tür. Zorlamaların türüne göre çatlama-  
maların yeri ve geomet-  
risinin değişebileceği unutulmamalıdır.

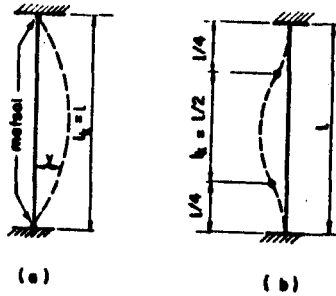


Şekil 6.1.4. Çatlamış kolon

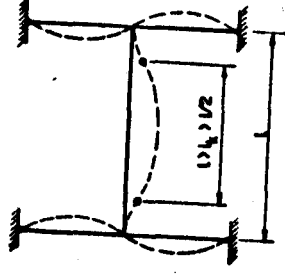
Şekildeki kolonda, çatlama-  
mış kesitlerle çatlama-  
mamış kesitlerin eylem-  
sizlik momentlerinin fark-  
lı olacağı ve çatlak boyunun bu-  
nu etkileyeceği düşünül-  
düğünde, eylemsizlik momentinin kolon bo-  
yunca değişeceği ve bu nedenle tüm kolon için tek bir eylemsiz-  
lik momenti tanımlanamayacağı açıktır.

### 6.1.3. Kolonların etkili boyu

Çerçevenin bir parçası olan kolonların etkili boyu, iki moment sıfır noktası arasındaki uzaklık olarak tanımla-  
nır. Kolon etkili boyu, sınır koşullarına ve uygulanan yük düzenine bağlıdır.



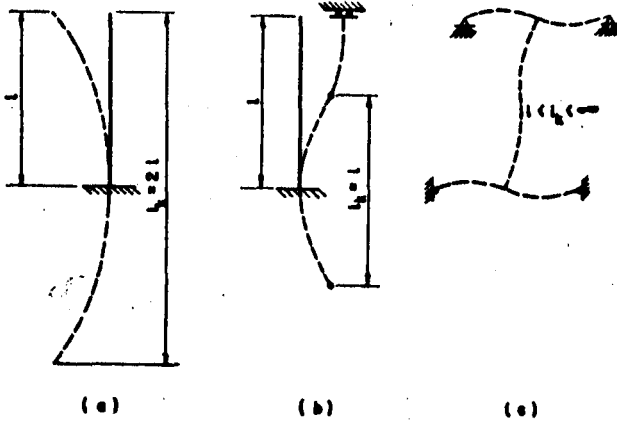
Şekil 6.1.5 Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonların iki sınır durumunda oluşan etkili boyları



Şekil 6.1.6. Gerçek durumda kolon etkili boyu

Çerçeveyi oluşturan kolonlarda ideal sınır koşullarına çok ender rastlanır. Gerçek durumda kolon etkili boyu  $L/2$  ve  $L$  arasında değişir.

Çerçevelerde etkili kolon boyunu alacağı değer, üst ve alttaki düğüm noktalarında bulunan düğüm elemanlarının görelî eğilme rijitliklerine bağlıdır.



Şekil 6.1.7. Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolon etkili boyu

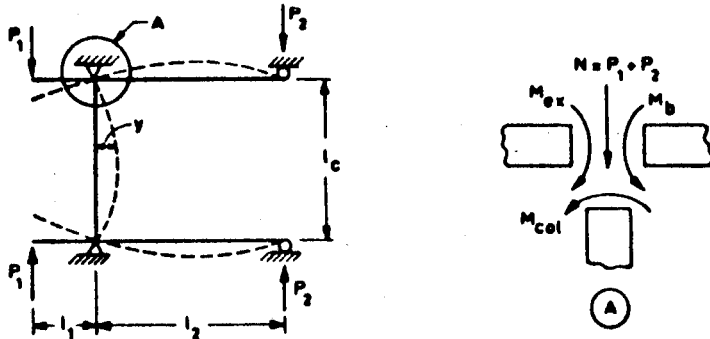
Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda idealize edilmiş iki sınır koşulu sonucu oluşan etkili boy Şekil 6.1.7, (a) ve (b) deki şekillerde gösterilmiştir.

Çerçevenin bir parçası olan kolonlarda da oluşabilecek gerçek deformasyonda (c) şeklinde gösterilmiştir. Bu

tür kolonlarda etkili kolon boyu  $\ell$  ile  $\infty$  arasında değişebilir.

#### 6.1.4. Doğrusal olmayan çerçeve davranışı

Betonarme kolonların davranışı, çerçeve davranışından bağımsız olarak incelenemez. Bir önceki konuda kolon etkili boyunun düğüm noktasına saplanan elemanların görece rijitliğine göre değiştiği görüldü. Kolona etkiyen birinci ve ikinci merteye momentleri de çerçeve düğüm noktasındaki elemanların görece eğilme rijitliklerine bağlıdır.



Şekil 6.1.8. Doğrusal olmayan çerçeve

Şekil 6.1.8'de görülen çerçevenin yanıl ötelenmesi önlenmiştir. Düğüm noktasına etkiyen aksiyel kuvvet  $N = P_1 + P_2$ , moment ise konsol moment  $M_{ex} = P_1 \cdot L_1$  dir. Düğüm noktasına etkiyen bu moment, kiriş ve kolon tarafından görece eğilme rijitliğine göre paylaşılacaktır.

$$M'_{ex} = P_1 \cdot L_1 = M_b + M_{col}$$

Denklemdaki  $M_b$  kiriş momenti,  $M_{col}$  kolon momentidir.

Kolondaki max. Moment  $M'$ , birinci merteye momentine ikinci merteye momentini eklenerek bulunur.

$$M' = M_{col} + N(y) = (M_{ex} - M_b) + N.y$$

Denklemlerdeki  $M$ , kirişlerin kolona göre rijitliğine, ikinci merteye momenti de, kolon deformasyonuna bağlıdır. Kolonda herhangi bir çatlama olduğunda kolon rijitliği azalacağından  $M_b$  ve  $y$  (dolayısıyla  $N.y$ ) artacaktır. Denklemden  $M_b$  negatif,  $N.y$  pozitif olduğundan, çatlamanın kolona etkileyen  $M'$  momentini ne yönde etkileyeceği ilk bakışta söylenemez. Narinlik oranı yüksek olan bir kolonda ikinci merteye momentindeki artış,  $M_b$ 'dekinden daha fazla olacağından kolon çatlama max. momenti artırabileceği söylenebilir. Narinlik oranı küçük olan kolonlarda ise kolon çatlama kolona etkileyen max. momenti azaltabilir.

Sünme, kolon eğilme rijitliğini azaltacağından, bunun birinci ve ikinci merteye momentlerine etkisi, kolonun çatlama ile oluşan etki ile özdeş olacaktır. Buna karşın düğümde birleşen kirişlerdeki çatlama kiriş rijitliğini azaltacağından,  $M_b$  azalırken düğüm noktası daha kolay döneceğinden ikinci merteye momenti artacaktır. Bununla beraber max. moment  $M'$  büyük ölçüde artacaktır. Deprem tasarımı kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesi temel alınarak oluşturulan çerçevelerde, bu tür kiriş mafsallaşmaları kolonlarda önemli sorunlar yaratabilir.

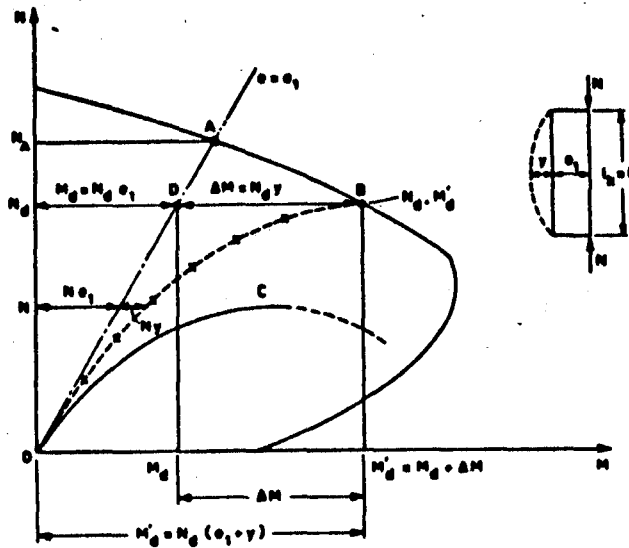
#### 6.1.5. İkinci merteye momentinin hesabında temel ilkeler

İkinci merteye momentlerini etkileyen çeşitli değişkenlerden en önemlileri aşağıda sıralanmıştır.

- Boyutsuz dış merkezlik,  $e/h$  bilindiği gibi  $e/h$  arttıkça narinlik etkisi azalmaktadır.
- Kolonun iki ucundan etkileyen momentlerin oranı,  $e_1/e_2$ . Dış merkezlik cinsinden ifade edilen oranın büyüklüğünden çok işareti önemlidir.  
 $e_1/e_2 = (-)$  olduğunda, kolon çift eğriliklidir ve ikinci merteye momentinin hesap momentini artırıp artırmasına narinlik oranına bağlıdır.

- $e_1/e_2=(+)$  olduğunda kolon tek eğrilikli ve narinlik oranı ne olursa olsun ikinci mertebe momentleri hesap momentini artırmaktadır.
- Narinlik oranı,  $\ell k/i$  ( $\ell k$  = kolon etkili boyu,  $i$  = eylemsizlik yarıçapı).
- Kolon alt ve üst düğüm noktalarındaki diğer elemanların görelî eğilme rijitliği yanal ötelenmesi önlenmemiş çerçevelerde, katdaki tüm düğüm noktalarındaki elemanların davranışını etkilediği unutulmamalıdır.
- Zamana bağlı deformasyon, sünme kolon rijitliğini önemli çapta değiştirerek, hem birinci hem de ikinci mertebe momentlerini etkiler.

İkinci mertebe momentini tanımlamak için iki ucu mafsallı sabit dış merkezlik altında denenen bir kolonun davranışı incelenecek. Şekil 6.8, kolon uçları mafsallı olduğundan  $L = \ell k$  dış merkezlik ise  $e = e_1$  dir. Kolonun sıfırdan başlayarak artan yük altındaki davranışı kolon için çizilmiş karşılıklı etki diyagramı üzerinde işaretlenmiştir. Narinlik olmasaydı (kısa kolon) yeni ikinci mertebe momenti sıfır olsaydı, kolon  $e = e_1$  olarak gösterilen OA eğrisini izleyecek ve A noktasında taşıma gücüne erişecekti. Narin kolonun davranışı ise kesik çizgi ile gösterilmiştir. OA ve OB arasındaki yatay uzaklık Şekil 6.1.9'den de görülebileceği gibi ikinci mertebe momentini belirtmektedir.



Şekil 6.1.9. Karşılıklı etki diyagramı

Yine görüldüğü gibi kısa kolon A noktasında taşıma gücüne erişirken narin kolon taşıma gücüne B noktasında erişmektedir. B noktasında taşınan yük  $N_d$  dir. Bu eksenel yüke karşı olan birinci merteye momenti  $M_d$ 'dir. Bu durumda  $N_d$  eksenel yük altında oluşan ikinci merteye momentini ( $\Delta M = N_d \cdot y$ ) hesaplayabiliriz. Temel amaç şekilde  $M_d$ ' olarak gösterilen momentin saptanmasıdır.

Kolonun çok narin olduğu durumlarda kolon OA doğrusu yerine OC eğrisini izleyecektir. OC eğrisi şekilden de görüldüğü gibi kolon karşılıklı etki diyagramına ulaşmadan taşıma yeteneğini yitirecektir. Malzemeler sınır değerlerine erişmemiş olduğundan, bu bir stabilite kırılması olacaktır.

#### 6.1.6. Hesap yöntemleri

İkinci merteye momentlerinin hesabında izlenebilecek en doğru yol, bu etkileri de içeren orantısız çerçeve çözümdür. Bu yolda eksenel yükün eğilme rijitliğine etkisi dikkate alınmalı ve yükler adım adım artırılarak bunların neden olduğu deformasyon ve ikinci merteye momentleri hesaplanmalıdır. Bu çözümde beton ve çelik  $\sigma - \epsilon$  ilişkileri de gerçek bir biçimde modellenmelidir.

Böyle bir çözüm yolu elle yapılacak hesaptır. Bilgisayarla yapılırsa bile çok karışık ve dikkat ister. Bunun yerine yaklaşık yöntemler tercih edilir.

##### 6.1.6.1. TS 500 yaklaşık yöntemi

TS 500'de ACI'de öngörülen "moment büyütme yöntemi" temel alınmıştır. Bu yöntemde çerçevenin yanal deplasman yapıp yapmadığı aşağıdaki yaklaşık denklemlerle anlaşılmaktadır. Bu denklemlerde n: kat sayısı, H: yapının temel düzeyinden ölçülen yüksekliği,  $\Sigma N_d$  : Yapının toplam ağırlığı (Yalnız düşey yükler için) ve  $\Sigma (E_c \cdot I_c)_r$  = Yalnızca rijit düşey elemanların (perde, duvar gibi) eğilme rijitliği. Rijitlik hesabına kolonlar dahil edilmemelidir. [5].



Aşağıdaki koşul sağlandığı takdirde yanal ötelenmenin önlenmesi varsayılabilir.

$$n > 4 \text{ için } H \cdot \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum (E_c \cdot I_c)_r}} \leq 0.6$$

$$n \leq 4 \text{ için } H \cdot \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum (E_c \cdot I_c)_r}} \leq (0,2+0,1n) \quad (6.1.1)$$

TS 500 yönteminde kolon uç momentleri (çerçeve çözümlenmesinden elde edilen uç momentleri)  $M_{d1}$  ve  $M_{d2}$  olarak gösterilir.  $M_{d2} > M_{d1}$  kolon tek eğrilikli olduğunda,  $M_{d1}/M_{d2}$  oranı (+), çift eğrilikli olduğunda ise (-) alınmalıdır. İkinci mertebeli momentlerinin göreceli olarak küçük çıktığı durumlarda ihmal edilebilir.

TS 500'e göre aşağıdaki koşul sağlanıyorsa ikinci mertebe momentleri ihmal edilebilir.

$$\text{Yanal öteleme önlenmiş } \ell k/i \leq 34 - 12 \frac{M_{d1}}{M_{d2}}$$

(6.1.2)

$$\text{Yanal öteleme önlenmemiş } \ell k/i \leq 22$$

TS 500'e göre eylemsizlik yarıçapı (i) yaklaşık olarak,

Dikdörtgen kesitler için  $0,3 \cdot h$

Dairesel kesitler için  $0,25 \cdot h$

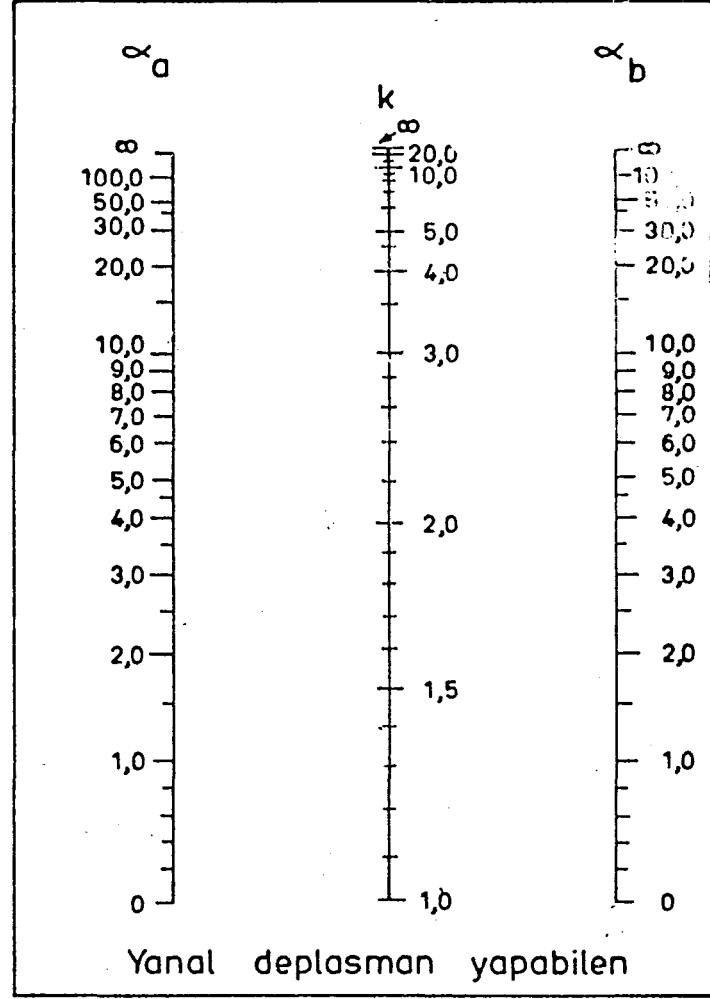
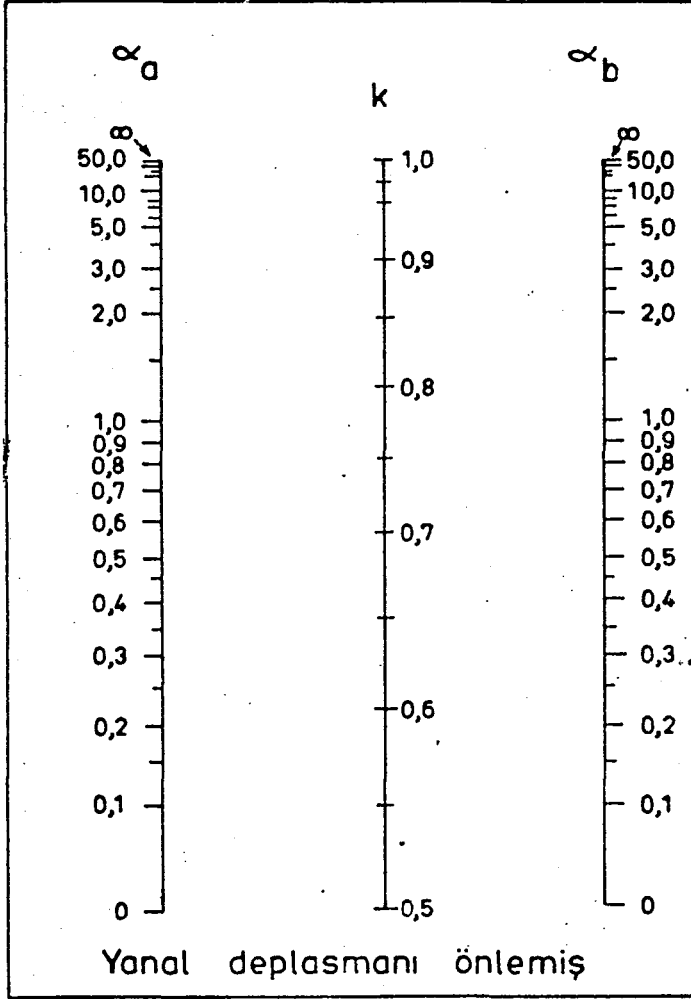
(6.1.3)

Etkili kolon boyu, gerçek kolon boyunun mesnet koşullarına bağlı k katsayısı ile çarpılması ile elde edilir.

$\ell k = k \cdot \ell$ , burada kolon boyu: Döşeme üstünden üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

(k) katsayısı: nomografadan kolayca bulunabilir. Nomografa girmeden önce, çerçevenin yanal ötelenmesinin (deplasman) önlenip önlenmediğine karar verilir.  $\alpha_A$  ve  $\alpha_B$ , alt ve üst düğüm noktalarındaki göreceli eğilme rijitliklerini belirleyen katsayılarıdır.

Şekil 6.1.10. Nomogram



$$\alpha = \frac{\Sigma (I/L)_{\text{kolonlar}}}{\Sigma (I/L)_{\text{kiriş veya döşeme}}} \quad (6.1.4)$$

Eylemsizlik momentleri hesaplanırken, kolonlar için brüt beton alanı temel alınmalı, kirişlerde ise çatlamış kesit eylemsizlik momenti hesaplanmalıdır. Pratikte tablalı kesit eylemsizlik momentinin % 50'si ya da tabla ihmal edilerek hesaplanan eylemsizlik momenti "çatlamış kesit eylemsizlik momenti" olarak kabul edilebilir. Alt ve üstteki düğüm noktaları için hesaplanan ( $\alpha$ ) değerlerinden biri  $\alpha_A$  ve diğeri de  $\alpha_B$  olarak alınır ve iki nokta birleştirildiğinde istenen ( $k$ ) değeri bulunur (Şekil 6.1.10).

TS 500 yönteminde çerçeve çözümlemesinden elde edilen  $N_d$ ,  $M_{d1}$ ,  $M_{d2}$ , değerleri temel alınarak narinlik etkisinin hesabı yapılır. Eğer 6.1.2 no'lu denklemde belirlenen koşul sağlanmıyorsa ikinci mertebe momentleri dikkate alınmalıdır. Bu durumda max. hesap momenti  $M_d'$  yapısal çözümlemenden bulunan en büyük uç momenti  $M_{d2}$ 'nin,  $\beta$  olarak gösterilen "moment arttırma katsayısı" ile çarpılarak bulunur.

$$M_d' = \beta \cdot M_{d2} \quad (6.1.5)$$

$$\text{Yanal ötelenme önlenmişse } \beta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} \quad (6.1.6)$$

$$C_m = (0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_{d1}}{M_{d2}}) \geq 0,4 \quad (6.1.7)$$

$$\text{Yanal ötelenme önlenmemişse } \beta = \frac{1,0}{1 - \frac{\Sigma N_d}{\Sigma N_k}} \quad (6.1.8)$$

$\beta$  = Artırma katsayısı,

$N_d$  = Kolona etkiyen hesap eksenel yükü,

$\Sigma N_d$  = Katdaki tüm kolonlara etkiyen eksenel yükler toplamı,

$\Sigma N_k$  = Kolonun burkulma yükü,

$\Sigma N_k$  = Katdaki tüm kolonların burkulma yüklerinin toplamı.

Yanal ötelenmenin önlenmediği durumlarda  $\beta$  kat için hesaplanmalı. Ancak bazı özel durumlarda bireysel kolonun daha kritik olabileceği düşüncesiyle incelenen kolon için denklem (6.1.6) dan bir  $\beta$  daha hesaplanır. Artırma katsayısı olarak büyük olan  $\beta$  alınır.

Kolon burkulma yükünün hesabında klasik euler denklemi kullanılabilir.

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_k^2} \quad (6.1.9)$$

Betonarme kolonun etkili eğilme rijitliği (E.I)'nin hesabı için TS 500'de verilen yaklaşık bağıntı.

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{2,5} \times \frac{1}{1 + R_m} \quad (6.1.10)$$

$E_c$  = Betonun elastisite modülü

$I_c$  = Brüt beton kesitinin eylemsizlik momenti

$R_m$  = Sünme katsayısı.  $R_m$  öz ağırlıktan oluşan eksenel yükün toplam eksenel yüke oranı.

$$R_m = N_{dg} / N_d$$

TS 500'deki bu denklem kolondaki boyuna donatı 0,01, 0,02 olduğu durumlarda oldukça iyi sonuç vermektedir. Ancak donatı oranının daha yüksek olduğu veya narinliğin çok büyük olduğu durumlarda, eğilme rijitliğinin hesabında donatının da dikkate alınması yararlı olur.

$$E.I = \left( \frac{I_c \cdot E_c}{S} + E_s \cdot I_s \right) \left( \frac{1}{1 + R_m} \right) \quad (6.1.11)$$

$E_s$  = Çeliğin elastisite modülü

$I_s$  = Düşey donatının kesit ağırlık merkezine göre eylemsizlik momenti.

## 6.2. DIN 1045'e Göre Narinlik Etkisi

### 6.2.1. Burkulma tahkiki için hesap metodu

#### 6.2.1.1. Metodun seçimi

Burkulma tahkikiinde uygun metodun seçilmesi herşeyden evvel taşıyıcı sistemin cinsi ve basınç çubuklarının narinliklerine bağlıdır. Önce sistemin düğüm noktalarının sabit veya hareketli oluşu tesbit edilmeli ve sonra da burkulma tahkikinin gerekliliği kontrol edilmelidir (Burada pek çok kriteriyum vardır). Daha sonraki araştırmalar için burkulma boylarının bilinmesi gereklidir[6].

- Narinliği  $\lambda \leq 20$  olan basınç elemanlarında burkulma tahkikinin yapılması gerekli değildir ( $\lambda = s_k/i$ ,  
 $i = \sqrt{I_b/F_b}$ )
- Narinliği  $20 < \lambda \leq 70$  ve kesiti çubuk boyunca sabit olan basınç elemanlarında DIN 1045, Kısım 17.4.3 de verilen yaklaşık metod kullanılabilir.
- Narinliği büyük olan  $\lambda > 70$ , sistemler muntazam ise veya basınç çubuğu değişken kesitli ise, moment-eğrilik bağıntısında basitleştirme (doğrusal elemanlara dönüştürme) veya elemanların ortalama rijitlik değerleri kullanılarak burkulma hesabı II. mertebeden gerilme problemi gibi düşünülmelidir.

Her basınç elemanının burkulmasının bir veya iki doğrultuda olduğu daima kontrol edilmelidir. Eksenel basınçlı eğik eğilme durumuna ait burkulma tahkiki ancak özel hallerde yapılmalıdır. Eğer yüklerin etkidiği düzlemin kesitin ana düzleminden sapması az ise, kesitin ana aksları için birbirinden bağımsız tahkik yapmak yeterlidir.

Rötrenin etkisi yalnız narinliği büyük olan elemanlarda gözönüne alınmalıdır.

### 6.2.1.2. Sabit ve hareketli sistemlerin sınıflandırılması

Kafi derecede rijitlendirilmiş taşıyıcı sistemlerin basınç elemanları, düğüm noktaları sabit kabul edilir. Bir taşıyıcı sistem, perdeler veya merdiven kovaları ile rijitlendirilmişse ve DIN 1045 kısım, 15.8.1'e göre aşağıdaki şartı sağlarsa herhangi bir tahkik yapmadan düğüm noktaları sabit sistem kabul edilir.

$$n > 4 \text{ için } h \cdot \sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0.6$$

$$1 \leq n \leq 4 \text{ için } h \cdot \sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0,20 + 0,10 \cdot n \quad (6.2.1)$$

Burada, h : Temel üstünden itibaren yapı yüksekliği,

N : Yapının düşey yükleri toplamı

EI: Elastisite teorisi ve Stadium I<sup>1</sup>'e göre, bütün düşey rijit yapı kısımlarının eğilme rijitliğinin toplamı (E değeri DIN 1045, 16.2.2, Tablo 1).

n : Katların sayısıdır.

Tuğla duvarlar rijit yapı kısmı olarak gözönüne alınıyorsa, DIN 1053'e göre, bu duvarlar bütün kuvvetlere göre boyutlandırılmalıdır. Duvarların E modülü için daha kesin tecrübe neticeleri yoksa duvar kalitesi en az MZ 150 ve harç cinsi "harç grubu" II kullanılmak şartıyla,  $E_m = 30.000 \text{ kp/cm}^2$  alınmalıdır.

### 6.2.1.3. Fiktif çubuk metodu, burkulma boyunun kavramı

Çerçeve çubuklarının burkulma tehlikeleri fiktif çubuk metodu ile yapılabilir. Fiktif çubuk olarak, boyu elemanın burkulma boyuna eşit ve iki ucundaki eksantrisine çubuk burkulma boyunun orta üçte birindeki maximum eksantrisine eşit olan iki ucu mafsallı bir çubuk alınır.

<sup>1</sup>

Stadium I betonun çekme bölgesinde tam olarak çalıştığı kabulü

Burkulma boyu (fiktif boy), çubukların uçlarının deplasmanları da gözönüne alınarak elastisite teorisine göre hesaplanır. Uçları sabit çubukların burkulma boyu burkulma şeklinin dönme noktalarının (eğriliğin yön değiştirdiği noktaların) arasında kalan boydur. Uçları hareketli olan çubuklarda ise burkulma boyunun hesabında, kesitin Stadium II<sup>2</sup>:ye geçerken rijitliğinde meydana gelen azalmada gözönüne alınmalıdır.

#### 6.2.1.4. Çubukların bağlandığı diğer rijit yapı kısımları

Burkulma boyunun tayininde bir basınç elemanının ucu komşu taşıyıcı elemana rijit bağlanmış kabul ediliyorsa (örneğin çerçevenin kirişlerine), düğüm noktası hareketli çerçeveler basınç elemanının direkt olarak bağlandığı bu yapı kısımları da ilave tesirleri (II. mertebe teorisinden bu elemana gelen ilave tesirlere) göre boyutlandırılmalıdır. Bu durum stabilitesi yalnız rijit bağlandığı elemana bağlı olan basınç çubuklarında daha da önemlidir.

Düğüm noktaları hareket etmeyen veya kati miktarda rijitleştirilmiş taşıyıcı sistemlerde, bu ilave tesirlerin komşu rijit yapı kısımları tarafından alındığının hesapla tahkik edilmesi gerekli değildir.

#### 6.2.2. Burkulma tahkikinin gerekli olmadığı haller

Aşağıdaki üç şarttan herhangi biri sağlanıyorsa, basınç elemanlarında burkulma tahkikinin yapılması gerekli değildir.

a) Narinlik  $\lambda \leq 20$

b) e/d eksantrisite katsayısı

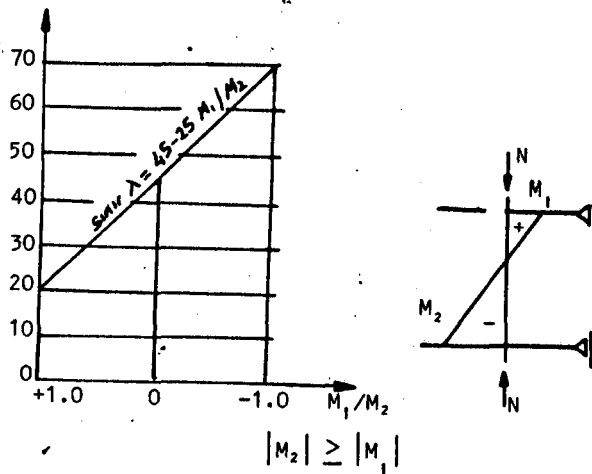
$$\lambda \leq 70 \text{ için } e/d \geq 3,5$$

$$\lambda > 70 \text{ için } e/d \geq 3,5 \cdot \frac{\lambda}{70}$$

c) Şekil 6.2.1.'deki, kesit tesirleri altındaki bir basınç çubuğunun üzerinde eksene dik doğrultuda

yük etkimiorsa ve narinliği aşağıda verilen sınır değerini aşmıyorsa bu çubuğun düğüm noktaları sabit kabul edilir.

$$\text{sınır } \lambda = 45 - 25 \frac{M_1}{M_2}, \quad |M_2| \geq |M_1| \quad (6.2.3)$$



Şekil 6.2.1. Sınır  $\lambda$  değeri

Yukarıdaki denklemde sınır  $\lambda > 45$  bölgesi kullanılıyorsa, çubuk uçları  $M_1$  ve  $M_2$  uç momentlerinin

$$|M_2| \geq |M_1| \geq N \cdot 0,2 \cdot d \quad (6.2.4)$$

değerine göre boyutlandırılmalıdır.

a ve b hallerinde şekil değiştirmelerden meydana gelen momentler çok küçük olduğu için burkulma tahkikin yapılması gerekmez.

Uçlarında farklı değerde veya ters işaretli momentlerin etki ettiği basınç elemanları, uçlarında aynı işaretli ve eşit moment alanlara nazaran burkulmaya karşı daha dayanıklıdır. Bu sebeple c de açıklanan durumdaki çubukların I, mertebe teorisiyle hesaplanan uç momentleri,  $\lambda \leq 70$  şartının sağlandığı hallerde, daima gene çubuğun maksimum momentleri



olarak kaldıkları için burkulma tahkikine lüzum yoktur.

45 bölgesinde bu kural ancak, basınç çubuğunun bağlandığı kirişlerin eğilme rijitliği çok küçük değilse ve basınç çubuğu kafi büyüklükte uç momentlere göre, bu momentlerin kirişlere geçen kısımlarının da alakalı kirişler tarafından alındığı tahkik edilmek şartıyla, boyutlandırılıyorsa geçerlidir; burkulma boyu  $s_k = s$  ( $s$ : çubuk boyu, kat yük) olan burkulma tahkiki yapılan çubuklarda bu şartın gerçekleşmesi gerekmez. (sınır  $\lambda = 45 - 25 \cdot M_1/M_2$ ) formülü kullanılarak burkulma tahkiki yapılmayan çubuklarda donatı daima simetrik olmalı ve bu donatı, gerekiyorsa az donatı kolon başından başlamak üzere çubuk boyunca eşit aralıklarla kademeli olarak artırılmalıdır.

Dikdörtgen kesitlerde;

$$\text{sınır } s_k/d = 13 - 7 \cdot M_1/M_2, \quad |M_2| \geq |M_1| \quad (6.2.5)$$

olur.  $s_k/d > 13$  için çubuk uçları gene  $M_1$  ve  $M_2$  uç momentlerinin

$$|M_2| \geq |M_1| \geq N \cdot 0,2 \cdot d \quad (6.2.6)$$

değerine göre boyutlandırılmalıdır.

Düğüm noktaları sabit çerçevelerdeki tahkiklerin ekseriya çubukların burkulma boyları hesaplanmadan, yapılması istenir. Bu tip çerçevelerde,  $0,75 s_k/s \leq 0,95$ 'den daha elverişli değerler beklenmemelidir. Kiriş ve kolonların emniyetli tarafta kalacak şekilde seçilmiş rijitlik oranına göre (sınır  $s_k/d$ ) denklemi,

$$\text{sınır } s/d = 14 - 8 \cdot M_1/M_2, \quad |M_2| \geq |M_1| \quad (6.2.7)$$

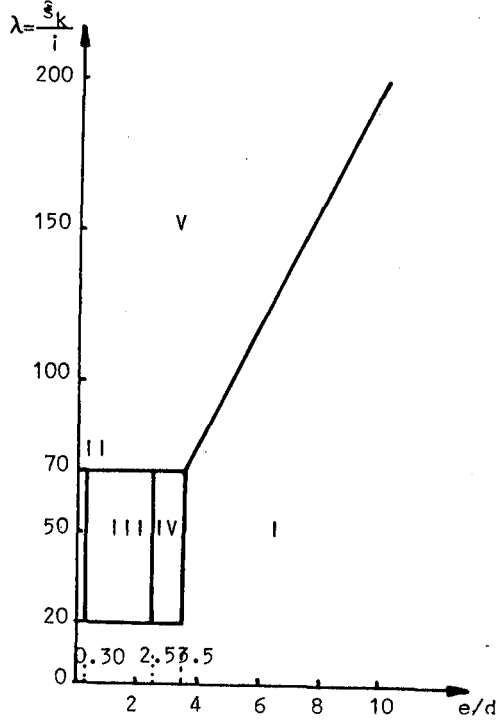
şeklinde yazılabilir.

$s/d > 14$  içinde çubuk uçları  $M_1$  ve  $M_2$  uç momentlerinin,

$$|M_2| \geq |M_1| \geq N \cdot 0,2 \cdot d \quad (6.2.8)$$

değerine göre boyutlandırılmalıdır.

Şekil (6.2.2)'de  $e/d$  eksantrisitesi ve  $\lambda$  narinliğine bağlı olarak, normal kesit tahkiki ve burkulma tahkikin yapılması gerekli olduğu bölgeler gösterilmiştir.



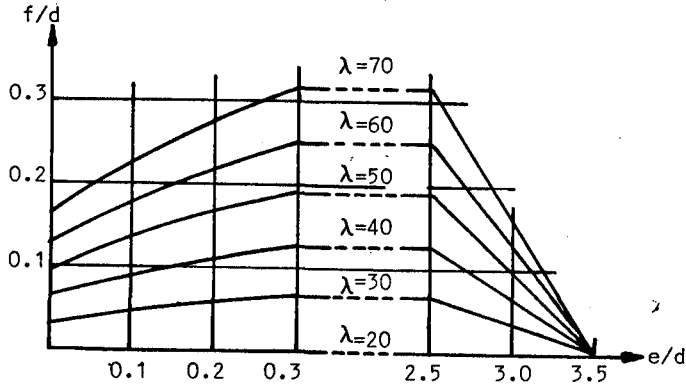
Şekil 6.2.2.  $\lambda$  -  $e/d$  değerlerine göre normal kesit ve burkulma tahkiki

- I. Bölge: Burkulma tahkiki gerekmez.
- II. " : (6.2.8) denklem ile basitleştirilmiş tahkik.
- III. " : (6.2.9) denklemi ile basitleştirilmiş " .
- IV. " : (6.2.10) denklemi ile basitleştirilmiş " .
- V. " : DIN 1045, kısım 17.4.4.'e göre tahkik.

### 6.2.3. DIN 1045, Kısım 17.4.3'e göre orta narinlikteki basınç çubuklarının burkulma tahkiki

Narinliği  $\lambda = s_k / i \leq 70$  ve kesiti sabit olan betonarme basınç elemanlarının burkulma tahkiki, burkulma boyunun orta üçte birinde ilave  $f$  eksantrisitesi (bak. DIN 1045, 17.4.3)' de gözönüne alınarak yapılır.  $f$  ilave eksantrisitesi, çubuk deformasyonu doğrultusundadır ve  $e_u$  istenmeyen eksantrisite tesirini de kapsar. Eşdeğer çubuk doğrultusunda, çubuk bo-

kabul edilmiştir (Şekil 6.2.4).



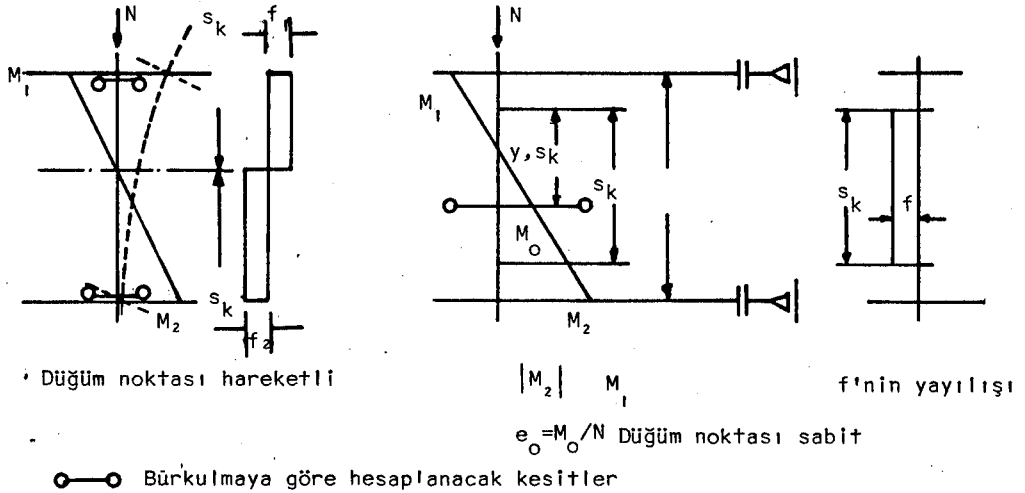
Şekil 6.2.3.  $\lambda$  nın  $f/d$  ve  $e/d$  ye göre değişimi

İki ucu elastik ankastre çubukta,

$$e_0 = (0,65M_2 + 0,35M_1) / N \quad (6.2.11)$$

Bir ucu ankastre, diğer ucu mafsallı çubukta,

$$e_0 \approx 0,60 \cdot M_2 / N$$



Şekil 6.2.4. Burkulma tahkikinin yapıldığı kesitler

Düğüm noktaları hareketli sistemlerde çerçeve köşeleri ve çerçeve düğüm noktaları daima burkulma boyunun orta üçte birinde bulunurlar, DIN 1045, kısım 17.4'e göre bu tür

çerçevelerin basınç çubuklarının kesit hesabı, mevcut  $e_0$  eksantrisitesi  $f$  kadar artırılarak daima çerçeve köşelerinde yapılmalıdır.

Eksenel basınç kuvvetinin eğilme momenti ile birlikte etkimesi halinde burkulma tahkiki için aşağıdaki kesit hesapları yapılmalıdır.

Düğüm noktaları hareketli sistemlerde:

$$\text{Çubuğun üst ucunda} \quad (N, M = M_1 + N \cdot f_1)$$

$$\text{Çubuğun alt ucunda} \quad (N, M = M_2 + N \cdot f_2)$$

Düğüm noktaları sabit sistemlerde:

$$\text{Çubuğun üst ucunda} \quad (N, M_1)$$

$$\text{Çubuğun alt ucunda} \quad (N, M_2)$$

Burkulma tahkiki için 0.....0 kesitinde (Şekil 6.2.4)

$$(N, M = M_0 + N \cdot f)$$

DIN 1045, kısım 17.4.3'de verilen ve yukarıda açıklanan yaklaşık hesap metodu kesitin şekline bağlıdır ve ancak sabit kesitli basınç çubukları için geçerlidir. Bu prensip burkulma tahkiki için gerekli olan donatının burkulma boyunca değişmeden devam etmesini gerektirdiğinden, donatı çizimlerinde bu kurala uyulmalıdır. DIN 1045, 4.3'deki yaklaşık hesap metodu kullanıldığı için bu tahkikin yapılması gayet basittir. Bir kirişin ucunda tahkik edilecek ilave momentin değeri, aynı düğüm noktasındaki toplam  $(N \cdot f)$  momentlerinin söz konusu olan kirişe düşen kısmıdır. Aynı şekilde temellerin bağlantı donatısının tayininde de  $N \cdot f$  deformasyon momentinin tesiri gözönüne alınmalıdır. Zemin gerilmelerinin tayininde  $f$  tesirinin gözönüne alınması gerekli değildir.

#### 6.2.4. Narinliği büyük olan basınç elemanlarının burkulma tahkiki (DIN 1045, kısım 17.4.4)

Narinliği büyük olan betonarme basınç elemanlarında ( $\lambda = s_k / i > 70$ ) servis yüklerinin en elverişsiz konumunun 1.75 katında, çubuk şekil değiştirmeleri de gözönüne alınarak (II. mertebe teorisi), stabil bir denge varsa ve şekil değiştirmemiş sistemde servis yükleri altında da kesitlerin taşıyabileceği kesit tesirlerinin üzerine çıkılmamış ise bu elemanların burkulmaya karşı gerekli emniyeti olduğu kabul edilir. Kesitlere çubuk şekil değiştirmelerinin II. mertebe teorisi ile hesabı yapılırken kesitte var olduğu kabul edilen donatıdan daha az donatı konamaz.

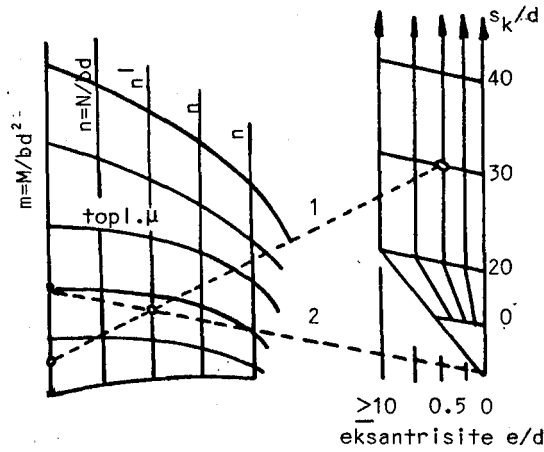
Burkulma tahkikinin hesabında, şekil değiştirmiş sistemlerde kesit tesirlerinin hesabı için aşağıdaki esaslar geçerlidir:

- a) Beton ve çeliğin gerilme-uzama (kısalma) diyagramı DIN 1045, kısım 17.2.1.'deki gibi alınmalıdır. Basitleştirmenin sağlanması amacı ile betonun gerilme-kısalma diyagramı DIN 1045, kısım 16.3, Şekil 10' daki gibi de alınabilir. Betonun çekmeye çalıştığı gözönüne alınmaz.
- b) Normal eksantrisiteden başka, DIN 1045, kısım 17.4.6' ya göre istenmeyen  $e_u$  eksantrisitesi ve gerektiği hallerde DIN 1045, kısım 17.4.7.ye göre rötire tesiri de hesaplarda gözönüne alınmalıdır. Sıcaklık değişmesive kısalmadan oluşan şekil değiştirmeler genellikle ihmal edilebilir.
- c) Dinamik tesiri olan yükler için, DIN 1045, kısım 17.3'e göre, çelik gerilmelerinin sınırlandırılması, burkulma tahkikiinde gerekli değildir.

Bu esaslar yardımıyla, burkulma tahkiki için genel bir hesap metodu, emniyet katsayısı sabit ve 1,75 olmak üzere hazırlanmıştır. Normal kesit hesabında eksantrisitenin çok

küçük değerleri için emniyet katsayısının 2,1 olması gerektiğinden, burkulma tahkikinde servis yükleri altında kesitin taşıyabileceği kesit tesirlerinin üzerine çıkılmadığı da ayrıca kontrol edilmelidir. Bu sınırlandırma, eğer genel hesap metodu, DIN 1045, kısım 17.4.4'e göre narinliği  $\lambda \leq 50$  ve eksantrisitesi küçük olan basınç elemanları için kullanıldığı zaman önem kazanmaktadır.

Basınç elemanlarının bağlandığı diğer yapı elemanları tarafından alınması gereken ilave  $\Delta M = M^{II} - M^I$  şekil değiştirme momenti de bu diyagramlar yardımıyla yaklaşık olarak tayin edilebilir. Şekil 6.2.5'de görüldüğü gibi, 1 doğrusunun  $n^I$ 'i kestiği nokta 0 başlangıç noktası ile birleştirilir (2 doğrusu) ve bu doğru ordinatı kestirilirse  $m^{II}$  moment katsayısı elde edilir.



Şekil 6.2.5.  $m^{II}$  momentinin abakla tayini

### 6.2.5. Çerçeve kolonlarının burkulma boylarının tayini

Çerçeve kolonlarının burkulma boylarının tayini için eşdeğer çubuk metodu kullanılabilir. Hesaplar elastisite teorisine göre yapılır ve çoğu zaman kolonların uçlarındaki ankastrelik derecesinin bilinmesi gereklidir; yükün burkulma formuna tesiri yalnız özel hallerde incelenir. Bu basitleştirmeler sebebiyle bu metot da "burkulma boyu" yerine "eşdeğer çubuk" teriminin kullanılması daha uygundur.

Kolon uçlarındaki ankastrelik derecesi

$$k = \frac{\epsilon(EI_s/s)}{\epsilon(EI_R/L)} \quad (6.2.13)$$

oranıyla tariflenmiştir. Kolonun iki ucundaki ankastrelik derecesinin eşdeğer çubuk boyuna tesiri Tablo (1)'deki nomogramlar yardımıyla hesaplanır. Düğüm noktaları hareketli sisteme ait nomogramın hazırlanışında çok katlı ve çok açıklıklı bir çerçeve gözönüne alınmış ve yüklerin kirişler üzerine değil, düğüm noktalarına etki ettiği kabul edilmiştir. Neticeler,  $N_i$  normal kuvveti artan kolonlarda, rijitliğinde arttığı yani,  $\epsilon_i = s_i \sqrt{N_i/EI_i}$  değerinin yaklaşık olarak sabit kaldığı haller için geçerlidir.

Tablo 1'deki hareketli sisteme ait nomogram ayrıca birbirini takip eden iki katdaki kolonlarda,

$$0,8 \leq \epsilon_i / \epsilon_{i+1} < 1,25 \quad (6.2.14)$$

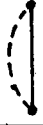
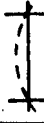
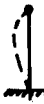


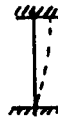
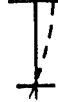
bağıntısının sağlanması şartıyla kullanılabilir.

Yukarıdaki şartlar sağlandığı durumlarda, nomogramlar hareketli çerçeveler için de uygun neticeler vermektedir. Ayrıca (6.2.13) denklemiyle  $k$  katsayısının hesabında, kirişlerde kolonlardan farklı olarak meydana gelen çatlaklar sebebiyle rijitlik azalmasında gözönüne alınması uygun olmaktadır. Bu sebeple kirişlerin eğilme rijitlikleri için % 70'nin (6.2.13) denklemine konması tavsiye edilir. Ayrıca kiriş-

lerden birinin diğer ucu mafsallı ise bu kirişin eğilme rijitliğinin % 35 =  $(1/2 \cdot 0,70)$  nin (6.2.13) denklemine konması lazımdır. Pratikte hakiki ankastre bir mesnedin yapılması hemen hemen mümkün olmadığından,  $k < 0,4$  olan değerler kullanılmamalıdır.

Tablo (2)'de ise pratikte sık rastlanan hallere ait burkulma boyları toplu halde verilmiştir. Bu tablo ile (1) tablosu karşılaştırılarak elastik ankastreliğin burkulma boyuna tesiri görülebilir ve neticelerin iki sınır değer arasında kalıp kalmadığı da kontrol edilebilir.

Tablo 6.1. Basit çubukların burkulma boyları

Mesnet şekli	Çubuk uçlarının durumu	Sistem	$\beta = \frac{\text{burkulma boyu}}{\text{çubuk boyu}}$
1	2	3	4
1 İki uç mafsallı	Sabit		1,0
2 İki uç elastik ankastre	Sabit		$\geq 0,7$
3 Bir ucu mafsallı diğer ucu ankastre	Sabit		$\sim 0,70$
4 İki ucu ankastre	Sabit		0,5
5 Bir ucu ankastre diğer ucu serbest	Hareketli		2
6 İki ucu ankestre	Hareketli		1
7 İki uç elastik ankastre	Hareketli		$\geq 1,3$



## 7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ İÇERİĞİ

Hazırlanan bilgisayar programı aşağıda açıklanan üç değişik seçenek için işlem yapmaktadır.

### 7.1. Narin Kolon Hesabı

Bu kısımda TS 500'de verilen moment arttırma metodu ile kolonların narinlik etkisi altında hesabı yapılmaktadır (Kısım 5.1). Burada kolon burkulma boyu katsayısı "k" için TS 500'de verilen düğüm noktaları sabit ve hareketli sistemler ile ilgili nomogram ("k" katsayıları) kullanılmaktadır.

k katsayısının hesabı: Bir çerçeve kolon elemanının alt ve üst uçlarının birbirine göre rölatif olarak yer değiştirmesinin perde gibi çok rijit yapı elemanları ile engellendiği durumlarda, denklem 7.2, yanıl yer değiştirmeye karşı koyma, sadece kiriş ve kolonların eğilmesi ile olan durumlarda denklem 7.3 kullanılır [7].

$$\alpha = \Sigma(I/L) \text{ kolonlar} / (I/L) \text{ kirişler} \quad (7.1)$$

$$\frac{\alpha_A \cdot \alpha_B \cdot a^2}{4} + \frac{\alpha_A + \alpha_B}{2} (1 - a \cdot \text{cota}) + \frac{2 \cdot \tan a / 2}{a} = 1 \quad (7.2)$$

$$\frac{\alpha_A \cdot \alpha_B \cdot a^2 - 36}{6 \cdot (\alpha_A + \alpha_B)} = a \cdot \text{cota} \quad (7.3)$$

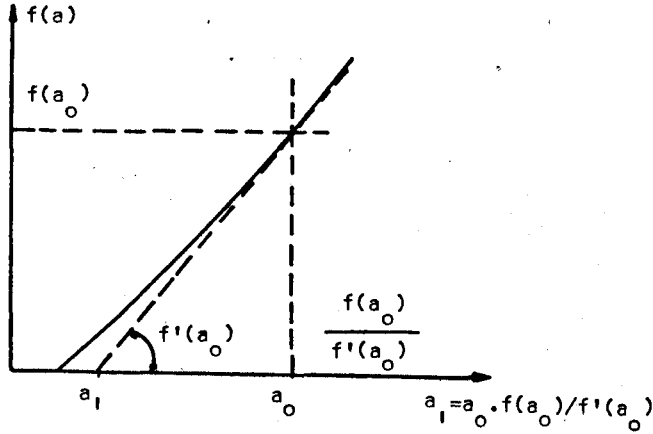
Denklem (7.2) ve (7.3)  $\alpha_A$  ve  $\alpha_B$  ye bağı olduğu gibi  $\pi/a$  efektif uzunluk faktörüne de bağıdır.

Julian ve Lawrance denklem (7.2) ve (7.3)'ü kullanarak  $\alpha_A$  ve  $\alpha_B$ 'ye göre "k" katsayısının bulunmasını bir nomogramla sağlamışlardır. Şekil (5.1.10).

Bu iki denklemin çözümüyle "k" katsayılarının bulunması ancak bilgisayarla mümkündür. Bilgisayarla çözüm de iki yöntemle yapılabilir. Birinci çözüm, bütün terimler gruplandırılıp bütün değişkenler bilinen değişkenlere indirilir. Böylece basit tekrarlama değerlendirmesiyle sonuç tablo ve

çizim haline getirilebilir. Bu hesaplar Longfoot (1967) tarafından yapılmış ve Avustralya yönetmeliklerinde kullanılmıştır.

İkinci yaklaşım ise deneme yanılma metodudur. Newton-Rabhsen Algoritmesi Şekil (7.1)'de açıklanmıştır. Fonksiyon sıfıra eşitlenerek türevi alınır ve "a<sub>0</sub>" gibi bir ilk



Şekil 7.1. Newton Robhson algoritması

rakam atılır. Tekrar yoluyla gerçek sonuca ulaşılır.

Düğüm noktası sabit:

$$f(a) = \frac{\alpha_A \cdot \alpha_B \cdot a^2}{4} + \frac{\alpha_A \cdot \alpha_B}{2} (1 - a \cot c) + \frac{2 \tan a/2}{a} - 1 \quad (7.2)$$

$$f'(a) = \frac{\alpha_A \cdot \alpha_B \cdot a}{2} + \frac{\alpha_A \cdot \alpha_B}{2} (a \operatorname{cosec}^2 a - \cot a) +$$

$$\frac{\sec^2 a/2}{a} - \frac{2 \tan a/2}{a^2} \quad (7.4)$$

Düğüm noktaları hareketli:

$$f(a) = \alpha_A \cdot \alpha_B \cdot a^2 - 6(\alpha_A + \alpha_B) \cdot a \cot a - 36 \quad (7.3)$$

$$f'(a) = 2\alpha_A \cdot \alpha_B - 6(\alpha_A + \alpha_B) \cdot \cot a + 6(\alpha_A + \alpha_B) \cdot a \cdot \operatorname{cosec}^2 a \quad (7.5)$$

"k" katsayılarını hesaplayan programlar [8] "k katsayısı alt programı" adı altında BASIC diline çevrilerek uygulamaya konulmuştur.

Moment arttırma katsayısı (β) düğüm noktaları hareketli sistemlerde kat için hesaplandığı gibi her kolon için de ayrı ayrı hesaplanır. Bunlardan hangisi büyükse ona göre

moment arttırılır ve her kolon için kısa kolon alt programına gidilerek B.A hesapları yapılır. Düğüm noktaları sabit sistemler için de aynı aşamalar geçerlidir.

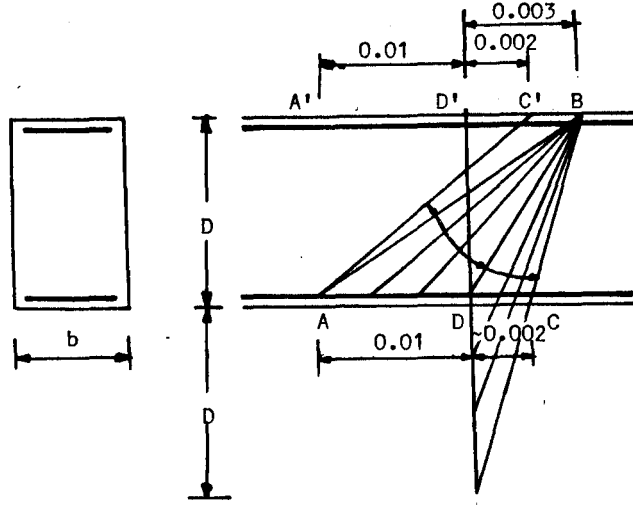
## 7.2. Kısa Kolon Hesabı

Bu kısımda normal kuvvet ve moment etkisi altındaki kolonların betonarme hesabı taşıma gücü formülleri ile hesaplanmaktadır (TS 500 Bileşik Eğilme Etkisindeki Kolonların Taşıma Gücü Yöntemiyle Çözümü).

### 7.2.1. Taşıma gücü esasına göre kesit hesabı

- Kesit şekil değiştirmeden sonra düzlem kalır.
- Beton çekmeye çalışmaz.
- Beton ile çelik arasında kayma yoktur.
- Gerilme şekil değiştirme bağıntısı, betonda parabol-dikdörtgen, çelikte ideal elastoplastik olarak alınmıştır.
- Çelikte en büyük birim uzama olarak 0.01 alınmıştır.
- Betonda en büyük birim kısalma olarak, düzgün yayılı basınç gerilmesi halinde: 0.002, basit eğilme halinde: 0.003, ikisi arasında: aşağıda açıklandığı gibi 0.002-0.003 alınmıştır.

Sınır durumlarını veren kesitler Şekil (7.2)'de tanımlanan AC'BC noktalarından geçerler. Buna göre kesitler A noktası etrafında AC' 'den başlayarak AB'ye kadar B noktası etrafında B.A'dan başlayarak BD'ye kadar yine B noktası etrafında BD'den başlayarak BC'ye kadar dönerek sınır durumlarını veririler.

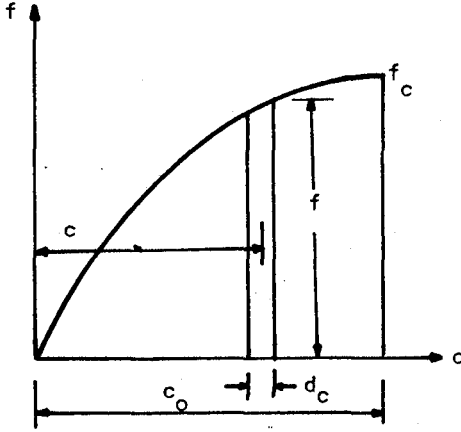


Şekil 7.2. Taşıma gücü yöntemine göre kolon çözümü için sınır durumları

- Hesaplarda, 28 günlük beton silindirik basınç dayanımı olan  $f_{ck}$  değeri 1.5 malzeme güvenlik katsayısı ile bölünerek kullanılır.
- Donatı çeliğinin "akma gerilmesi olan  $f_{yk}$  değeri ise 1.15 malzeme güvenlik katsayısı ile bölünerek kullanılır.

Çeşitli  $\Sigma ci$  değerlerine karşı, gerçek  $\sigma-\epsilon$  eğrisi ile (örneğin CEB) aynı olan ve aynı ağırlık merkezine sahip eşdeğer dikdörtgenlerin özellikleri olan  $k_1$  ve  $k_3$  katsayıları denklemlerini çıkartalım.

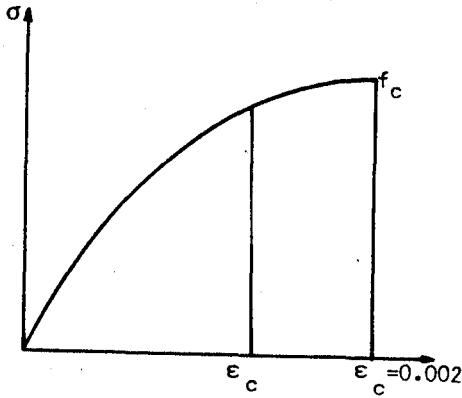
a-  $\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$  bölgesi için



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

$$\epsilon_{co} = \frac{2 \cdot f_c}{E_c}$$

$$E_c = 126.800 + 460 f_c$$



$$A = \frac{f_c \cdot \epsilon_c \cdot c}{\epsilon_{co}} \cdot \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{3\epsilon_{co}} \right)$$

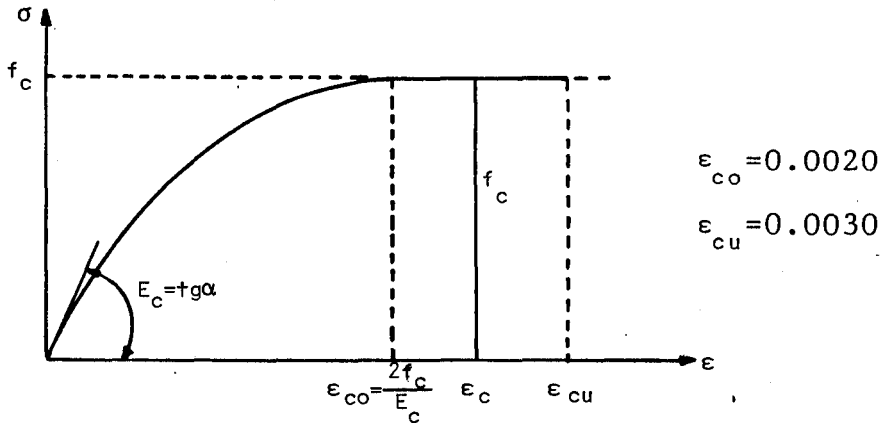
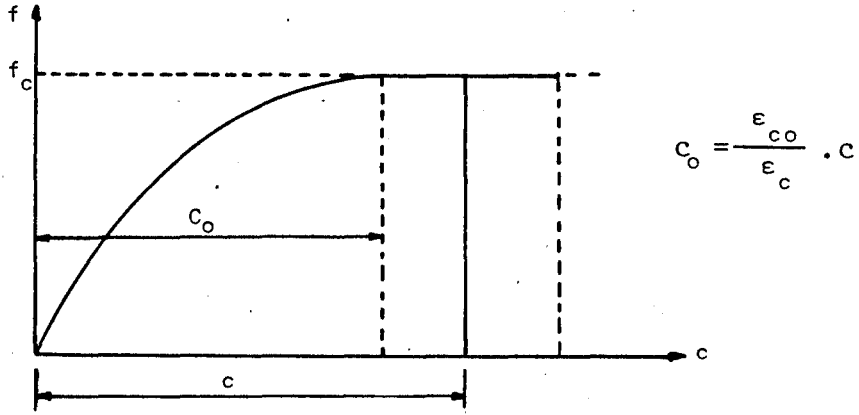
$$B = k_1 \cdot k_3 = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \left[ 1 - \frac{\epsilon_c}{3\epsilon_{co}} \right]$$

$$A = k_1 \cdot k_3 \cdot f_c \cdot c$$

$$k_1 = 2 \cdot \left[ \frac{1 - \frac{\frac{2}{3} - \frac{\epsilon_c}{4\epsilon_{co}}}{1 - \frac{\epsilon_c}{3\epsilon_{co}}}}{\frac{\epsilon_c}{3\epsilon_{co}}} \right] \quad (7.6)$$

$$k_3 = \frac{B}{k_1} \quad (7.7)$$

b)  $\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$  bölgesi için



$A = A_1 + A_2$  'den

$$A = 0.667 \cdot \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_c} \cdot c \cdot f_c + \left(1 - \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_c}\right) \cdot c \cdot f_c$$

$$B = k_1 \cdot k_3 = 0.667 \cdot \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_c} + \left(1 - \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_c}\right)$$

$$k_1 = 2 \cdot \left(1 - \frac{(0.667 \cdot (\epsilon_{co}/\epsilon_c)^2 \cdot 5/8 + (1 - \epsilon_{co}/\epsilon_c) \cdot (1 + \epsilon_c/\epsilon_{co})/2)}{0.667 \epsilon_{co}/\epsilon_c + (1 - \epsilon_{co}/\epsilon_c)}\right) \quad (7.8)$$

$$k_3 = \frac{B}{k_1} \quad (7.9)$$

$\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$  ve  $\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$  bölgeleri için bulunan  $k_1$  ve  $k_3$  denklemleri programda " $k_1$  ve  $k_3$  alt programları" adı altında tanımlanmıştır. Şekil (7.2)'de A etrafında AC'den AB kadar her aşamada  $k_1$  ve  $k_3$  katsayıları alınarak gerçek dağılım dikdörtgenle değiştirilir böylece hesaplar büyük çapta basitleştirilir. Eşdeğer dikdörtgen, gerçek dağılımla aynı olan ve ağırlık merkezine sahip olduğundan bu kolaylık hiçbir hata içermemektedir.

### 7.3. Perde Hesabı

Asansör perdesi veya bunun değişik kombinasyonları türündeki betonarme perdelerin bileşik eğilme etkisine göre hesabı, TS 500 bileşik eğilme etkisindeki kolonların taşıma gücü yöntemiyle yapılmaktadır. Perde elemanları dikdörtgen parçalardan oluşmakta ve hesaplanan pürsantaj her bir perde alanıyla çarpılarak yarısı, uzun kenar doğrultusunun iki yanına dizilmektedir. Perde elemanının uzun doğrultusuna konulan donatı yirmi bir eşit aralıkta ve alanda toplandığı varsayılarak üniform bir şekilde yapıldığı kabul edilmiştir. Kısa doğrultuda iki sırada işlem yapılır.

Perde betonarme hesabı, sınır durumunu veren kesitler Şekil (7.2)'de ki ABDC noktasından geçerler. Buna göre B noktası etrafında BA'dan başlayıp BD'ye kadar (çelik çekme bölgesi) ve yine B noktası etrafından BD'den başlayıp BC'ye kadar (çelik basınç bölgesi) dönerek sınır durumları verirler. Buradan da anlaşıldığı gibi beton üst  $\epsilon_c$  değeri 0.003'de sabit tutulmaktadır. Perde elemanlarını oluşturan dikdörtgen parçaların, basınç deformasyonu etkisi altında kaldığı anda her parçanın üst  $\epsilon_c$  değeri hesaplanır. Bulunan bu  $\epsilon_c$  değerine göre  $k_1$  ve  $k_3$  katsayıları hesaplanır. Böylece farklı katlarda, basınç bölgesine giren beton alanı, kendi  $\epsilon_c$  değerine göre eşdeğer dikdörtgen dağılımı içine girer.

Perdeye bir normal kuvvet ve iki doğrultuda, iki moment verilebilmektedir. Hesaba verilen konumda normal kuvvet ve moment kontroluyla başlanır. Perde doksaner derece

döndürülerek aynı işlemler dört konum için tekrarlanır. Her konumda pirsantaj minimum değerden başlamayıp, bir evvelki konumda bulunan pirsantaj üzerinden hesaplanır. Eğer, herhangi bir konumda moment verilmemişse o konum için kontrol yapılmadan bir sonraki konuma geçilir.

Perde pirsantajı 0.002 den başlayarak 0.002'şer adımlarla 0.03'e kadar yükseltilir [9]. Pirsantaj 0.03'ü aşdığında normal kuvvet sağlanamamışsa kesitin normal kuvvetten, moment kontrolü sağlanamamışsa hangi momentten dolayı kesitin yetersiz olduğu belirtilir.

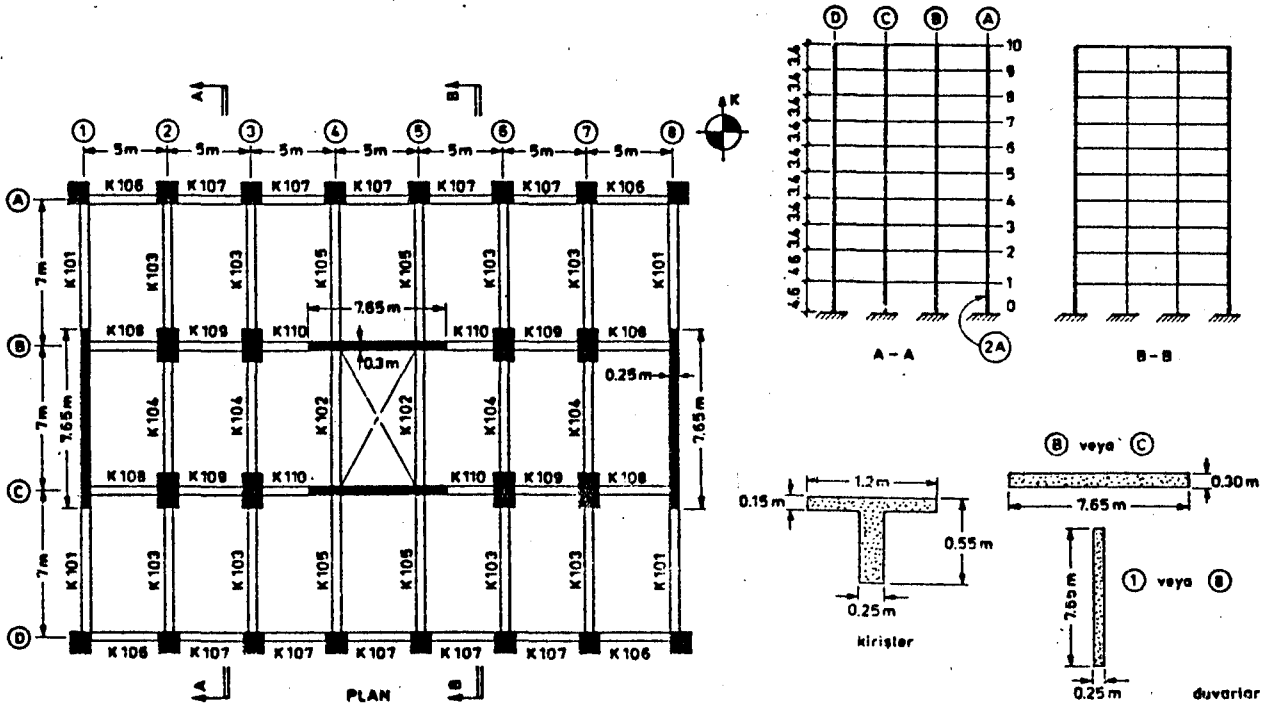
#### 7.4. Bilgisayar Programının Kullanılması

Programın üç değişik işlem yaptığı daha önce açıklanmıştı. Burada bu üç bölüm örnekler üzerinde açıklanacaktır.

##### ÖRNEK 1: Narin Kolon Hesabı

Program DATA giriş sırası

1. Hesap seçeneği (Narinlik etkisi göz önüne alındığında 1): 1





2. Sistemdeki toplam perde sayısı (adet):2
  3. Beton kalitesi ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ): 200 (C20)
  4. Verilen perde sayısı kadar perde boyutları  
(genişlik/uzunluk,  $\text{cm}/\text{cm}$ ): 25,765,25,765
  5. Toplam bina ağırlığı (ton): 12040
  6. Binanın temelden olan yüksekliği (cm): 3640
  7. Toplam kat sayısı (adet): 10
  8. Donatı kalitesi ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ): (3420), 4200
  9. Donatı elastisite modülü ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ): 2000
  10. Minimum porsantaj: 0.01
  11. Sistemde kaç adet kolon çözülecekse adeti:  
Bundan sonraki datalar, burada verilen kolon adeti  
sırasıyla girilir.
  12. Üst kat kolon rijitliği: 0.0047
  13. Üst kat kiriş rijitliği: 0.005
  14. Alt kat kolon rijitliği: 0
  15. Alt kat kiriş rijitliği: 1
- Taban ankastre olduğu için  $\alpha_B=0$  olabilmesi için bu değerler verilmiştir.
16. Kolon kesit genişliği (cm): 60
  17. Kolon kesit uzunluğu (cm) : 60
  18. Kolon yüksekliği (döşeme üzerinden kiriş altına kadar) (cm): 405
  19. Kolon toplam eksenel yükü (ton): 200
  20. Öz ağırlıktan oluşan eksenel yük (ton): 191
  21. Kolon alt uç momenti (tcm): 1750
  22. Kolon üst uç momenti (tcm): 1750

\*\*\* NARIN KOLON BETONARME HESABI \*\*\*

TS-500 Tasima Gucu Yontemi ile  
Bilesik Egilme Etkisindeki KOLONLARIN Hesabi

$$F_{ck}/F_{yk} = 200 / 4200$$

KOLON NO	NOR.KUVV.	MOMENT	B/D	PURSANTAJ	DON.AL.	SECILEN DONATI
---	ton	tm	cm/cm	---	cm <sup>2</sup>	cao \$ adet

$$k = 0.688236917 \quad Lk = 278.735951$$

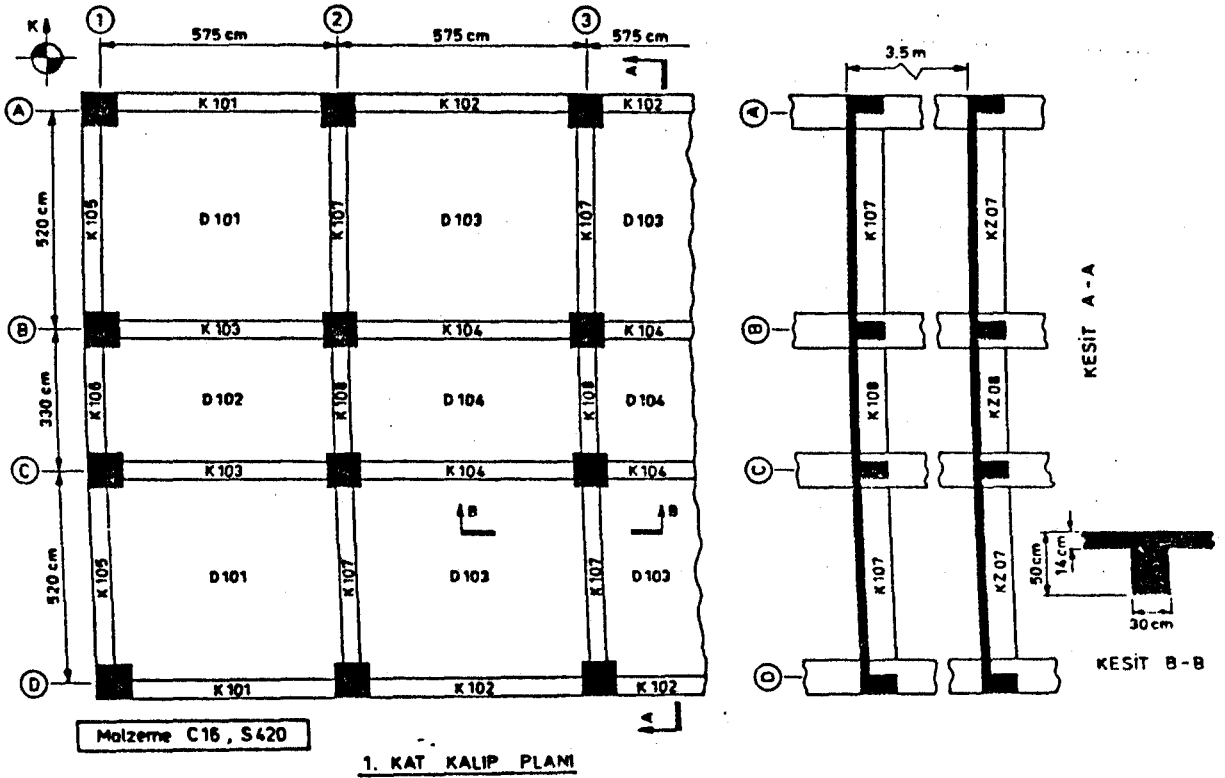
\*\*NARINLIK IHMAL EDILİYOR\*\*

Md' = 17.5	Md1 = 17.5	Md2 = 17.5				
1	290	17.50	60/60	0.0100	36.0	9 \$ 16 + 9 \$ 16

## ÖRNEK 2: Narin Kolon Hesabı

Programın DATA giriş sırası

1. Hesap seçeneği (Narinlik etkisi gözönüne alındığında 1):1



2. Sistemdeki toplam perde sayısı (adet):  $\phi$

3. Beton kalitesi ( $\text{kg/cm}^2$ ): 160 (C16)

Sistemdeki toplam perde sayısı kısmına sıfırdan farklı bir sayı yazıldığında ÖRNEK 1'deki 4.5.6. ve 7. maddelerdeki dataları da girmek gerekir. Daha sonra sistemin düğüm noktalarının hareketli mi? ya da sabit mi? olduğu ekranda bildirilir.

8. Donatı kalitesi ( $\text{kg/cm}^2$ ): 2200

9. Donatı elastisite modülü ( $\text{kg/cm}^2$ ): 2000

10. Minimum Pursantaj : 0.01

11. Kotta farklı kolon grubu sayısı (kesit, yükseklik, yük, geometrik şekli aynı olan kolonlar bir grubu oluşturur):4

Her farklı kolon grubu için:

	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>
12. Üst kat kolon rijitliği	: 803	386	386	1220
13. Ust kat kiriş rijitliği	: 670	670	1730	1730
14. Alt kat kolon rijitliği	:1220	803	803	1586
15. Alt kat kiriş rijitliği	: 670	670	1730	1730
16. Kolon kesit genişliği (cm)	: 40	30	30	40
17. Kolon kesit uzunluğu (cm)	: 40	30	30	40
18. Grupdaki kolon sayısı (adet)	: 10	4	4	10
19. Kolon yüksekliği (mt)	: 300	300	300	300
20. Kolon toplam aksenal yükü(ton)	: 134.9	81.90	111.30	188.7
21. Öz ağırlıktan oluşan aksenal yük(ton):	92.82	60.62	77.70	188.3
22. Kolon alt uç momenti (tm)	: 7.1	7.0	6.0	3.0
23. Kolon üst uç momenti (tm)	: 7.1	7.0	6.0	3.0

\*\*\* NARIN KOLON BETONARME HESABI \*\*\*

TS-500 Tasıma Gücü Yöntemi ile  
Bileşik Eğilme Etkisindeki KOLONLARIN Hesabi

$F_{ck}/F_{yk} = 160 / 2200$

KOLON NO	NOR.KUVV.	MOMENT	B/D	PURSANTAJ	DON.AL.	SECILEN DONATI
---	ton	tm	cm/cm	---	cm <sup>2</sup>	cap \$ adet
1	135	8.94	40/40	0.0100	16.0	5 \$ 14 + 5 \$ 14
2	82	9.89	30/30	0.0440	** KESIT YETERSİZ **	
3	111	8.49	30/30	0.0520	** KESIT YETERSİZ **	
4	189	3.78	40/40	0.0160	25.6	5 \$ 20 + 5 \$ 20

### ÖRNEK 3: Kısa Kolon Hesabı

Programın DATA giriş sırası

1. Hesap seçeneği: 2
2. Hesabı yapılacak kolon sayısı (adet):
3. Beton kalitesi (kg/cm<sup>2</sup>):
4. Çelik kalitesi (kg/cm<sup>2</sup>):
5. Çelik elastisite mod. (kg/cm<sup>2</sup>):
6. Minimum pürsantaj  
Hesabı yapılacak kolon sayısı kadar sırasıyla.
7. Normal kuvvet (ton) :
8. Moment (tonm) :
9. Kolon kesit genişliği (cm):
10. Kolon kesit uzunluğu (cm):

\*\*\* KISA KOLON BETONARME HESABI \*\*\*

TS-500 Tasıma Gücü Yöntemi ile  
Bileşik Etkisindeki KOLONLARIN Hesabı

$$F_{ck}/F_{yk} = 160 / 2200$$

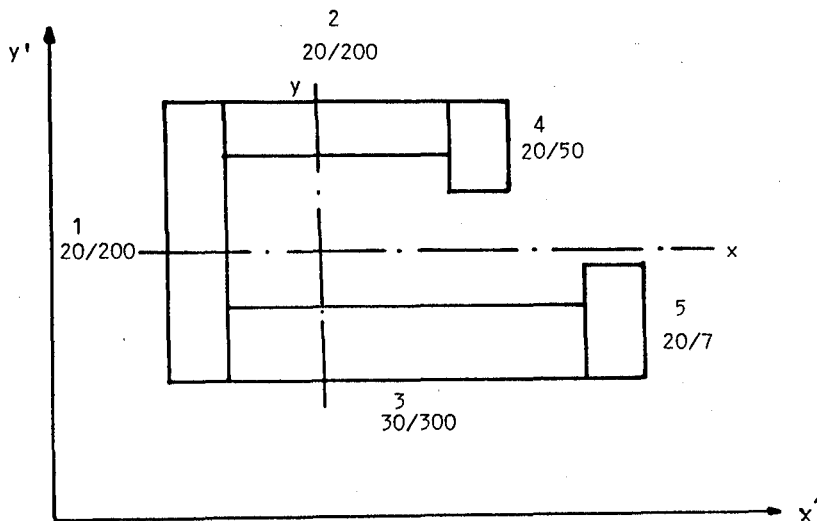
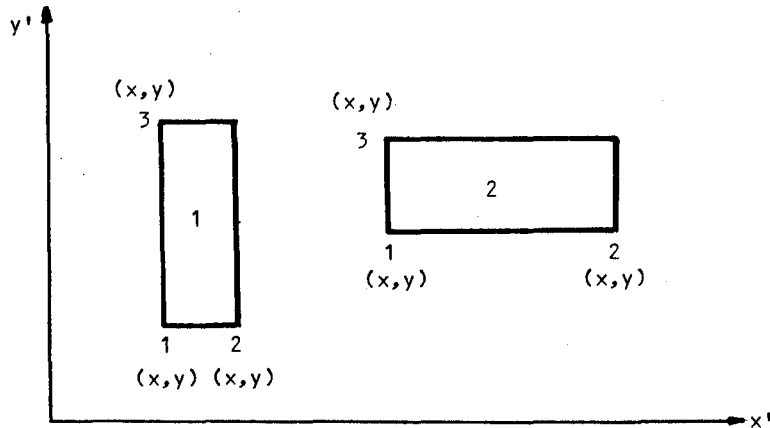
KOLON NO	NOR.KUVV.	MOMENT	B/D	PÜRSANTAJ	DON.AL.	SEÇİLEN DONATI
---	ton	tm	cm/cm	---	cm <sup>2</sup>	çap \$ adet
1	140	7.20	30/40	0.0260	31.2	4 \$ 24 + 4 \$ 24
2	100	10.00	25/40	0.0320	** KESİT YETERSİZ **	
3	0	10.00	25/40	0.0280	28.0	3 \$ 26 + 3 \$ 26
4	70	7.00	25/40	0.0100	10.0	3 \$ 14 + 3 \$ 14
5	0	6.00	30/30	0.0280	25.2	4 \$ 22 + 4 \$ 22
6	82	5.00	30/30	0.0200	18.0	4 \$ 18 + 4 \$ 18
7	0	13.00	30/40	0.0300	36.0	4 \$ 24 + 4 \$ 24
8	150	6.00	30/40	0.0280	33.6	4 \$ 24 + 4 \$ 24
9	100	10.00	30/40	0.0180	21.6	4 \$ 20 + 4 \$ 20
10	1	16.00	40/40	0.0280	44.8	5 \$ 24 + 5 \$ 24
11	180	4.00	40/40	0.0200	32.0	5 \$ 22 + 5 \$ 22
12	100	21.00	40/40	0.0260	41.6	5 \$ 24 + 5 \$ 24
13	135	9.00	40/40	0.0100	16.0	5 \$ 14 + 5 \$ 14

### ÖRNEK 4: Perde Hesabı

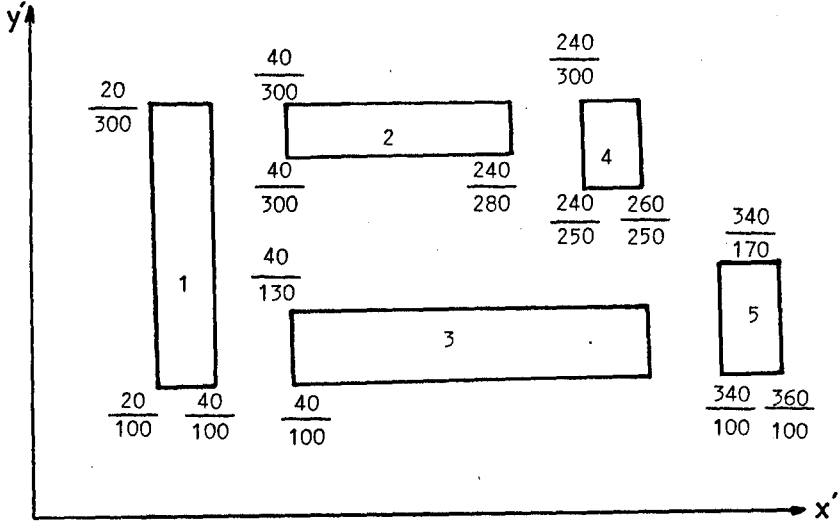
Programın DATA girişi sırası

1. Hesap seçeneği: 3
2. Normal kuvvet :
3. x-x eksenini etrafındaki moment (tonm):
4. x-x eksenini etrafındaki moment (tonm):
5. y-y eksenini etrafındaki moment (tonm):
6. y-y eksenini etrafındaki moment (tonm):
7. Beton Kalitesi (kg/cm<sup>2</sup>):
8. Çelik Kalitesi (kg/cm<sup>2</sup>):
9. Beton elastisite modülü (kg/cm<sup>2</sup>):
10. Perde eleman sayısı (adet): 5

(Perdeleri oluşturan dikdörtgen parçaların sayısı: Bu örnekte 5 adet)



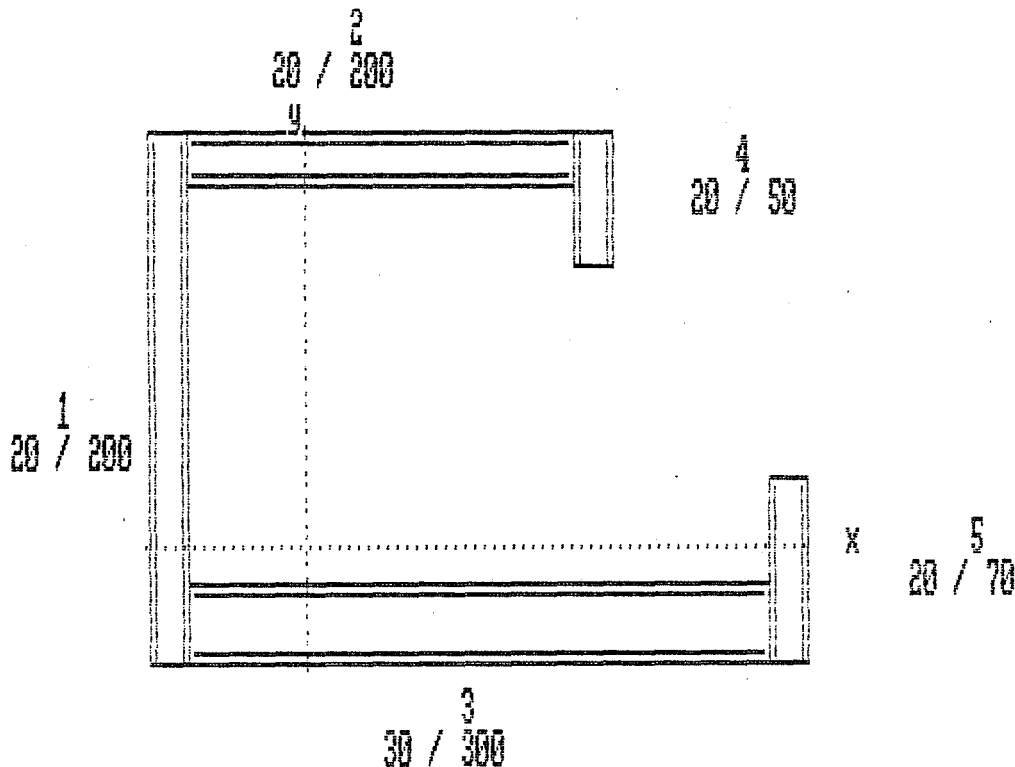
11. Perde eleman numarası ve 1,2,3 nolu köşelerin x,y koordinatları (perde koordinatlarının x' ve y' eksenlerine bitişik olma şartı yoktur herhangi bir x,y koordinatından başlatılabilir): 1,20,100,40,100,20,300, 2, 40,280,240,280,40,300, 3,40,100,340,100,40,130, 4,240, 250,260,250,240,300, 5,340,100,360,100,340,170



\*\*\* PERDE BETONARME HESABI \*\*\*

TS-500 Tasima Gucu Yontemi ile  
Bilesik Eqlme Etkisindeki PERDELERIN Hesabi

* Normal Kuvvet	=1000 ton
* X-X Ekseni Etrafindaki Moment ( ^ )	= 500 tm
* X-X Ekseni Etrafindaki Moment	= 200 tm
* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment ( => )	= 0 tm
* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment	= 800 tm
* Fck 28 Gunluk Beton Silindir Basinc Davanimi	= 160 kg/cm <sup>2</sup>
* Fyk Donati Celicinin Akma Davanimi	= 2200 kg/cm <sup>2</sup>
* Es Donati Celicinin Elastisite Modulu	= 2000 ton/cm <sup>2</sup>
* Hesaplanan Pirsanta	=0.0080
1 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	32 cm <sup>2</sup>
2 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	31.99 cm <sup>2</sup>
3 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	71.99 cm <sup>2</sup>
4 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	7.99 cm <sup>2</sup>
5 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	11.2 cm <sup>2</sup>

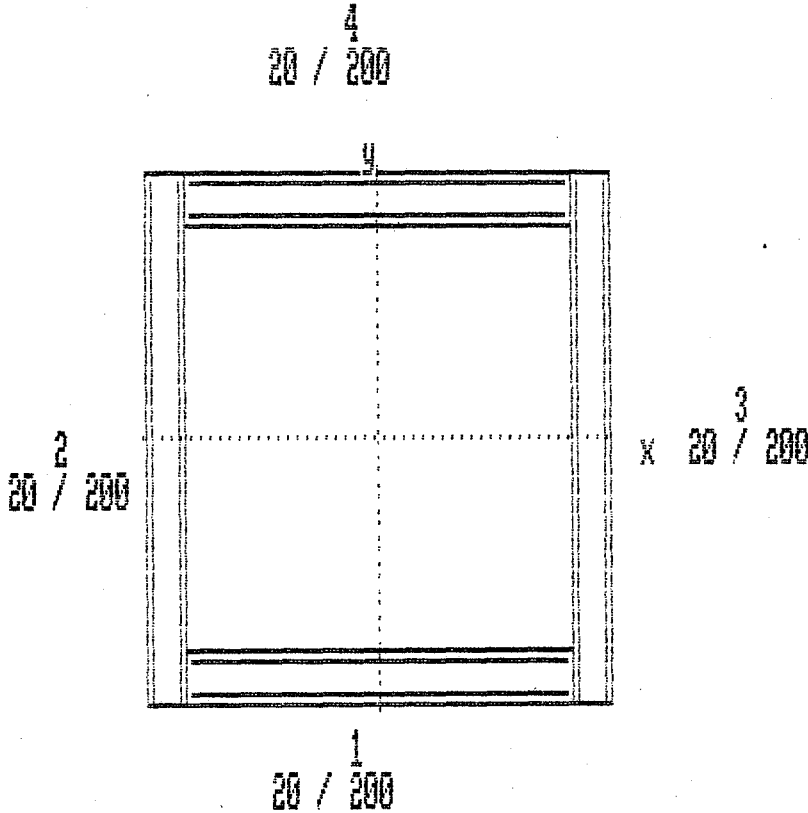




## \*\*\* PERDE BETONARME HESABI \*\*\*

TS-500 Tasima Gucu Yontemi ile  
Bilesik Eoilme Etkisindeki PERDELERIN Hesabi

* Normal Kuvvet	=1000 ton
* X-X Ekseni Etrafindaki Moment ( ^ )	=1000 tm
* X-X Ekseni Etrafindaki Moment	= 0 tm
* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment ( => )	=1000 tm
* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment	=1000 tm
* Fck 28 Gunluk Beton Silindir Basinc Dayanimi	= 160 kg/cm <sup>2</sup>
* Fvk Donati Celiginin Akma Dayanimi	= 2200 kg/cm <sup>2</sup>
* Es Donati Celiginin Elastisite Modulu	= 2000 ton/cm <sup>2</sup>
* Hesaplanan Porsantaj	=0.0220
1 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	88 cm <sup>2</sup>
2 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	87.99 cm <sup>2</sup>
3 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	87.99 cm <sup>2</sup>
4 . Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=	88 cm <sup>2</sup>



## SONUÇ

Bilindiği gibi düşey yükler ile deprem ve rüzgardan oluşan yatay yükler yapının çerçeveleri tarafından taşınmaktadır. Bir çerçevede kiriş momenti, kirişlerin kolona göre rijitliğine, ikinci mertbe momenti ise kolon deformasyonuna bağlıdır. Kolonda yanal yer değiştirmeden dolayı çatlama meydana geldiğinde kolon uç momenti artacaktır. Ancak narinlik oranı küçük olan kolonlarda, kolon çatlama kolona etkiyen maksimum momenti azaltabilir. Buna karşın düğüm noktalarına saplanan kirişlerdeki çatlama kiriş rijitliğini azaltacağından, düğüm noktası daha kolay dönebilecek ve ikinci mertbe momenti artacaktır. Kiriş donatısının akmasıyla oluşan mafsallaşma, kirişin çatlamaındaki davranışa benzer davranışa neden olacak ancak mertbesi daha büyük olacaktır.

Buradan da anlaşıldığı gibi düğüm noktaları hareketli sistemdeki kolonların davranışı tüm katdaki kolonların düğüm noktalarındaki elemanların görece rijitlikleri ile yakından ilgilidir. Dolayısıyla ikinci mertbe momentinin bireysel kolon için değil tüm kat için hesabı yapılmalıdır.

Yapıda yeterli rijitlikte perde duvar varsa katlar arası yanal yer değiştirme azalacaktır. Düğüm noktaları sabit çerçevedeki kolonda oluşacak ikinci mertbe momentinin nedeni kritik olacağı kolonun deformasyon eğrisine yani tek veya çift eğrilikli olmasına bağlıdır. Bu nedenle bu tip sistem kolonları bireysel olarak çözülebilir.

Yapılan bu çalışmada, narinlik etkisindeki kolonların hesabında TS 500 deki moment arttırma metodu ile düğüm noktaları sabit ve hareketli sistemler için moment arttırma katsayısını ve betonarme hesabını yapan bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Buna göre yapılan incelemelerde hareketli sistemlerdeki " $\beta$ " moment arttırma katsayısı, sabit sistemlerdekinden daha büyük çıkmaktadır. Bu katlar arası

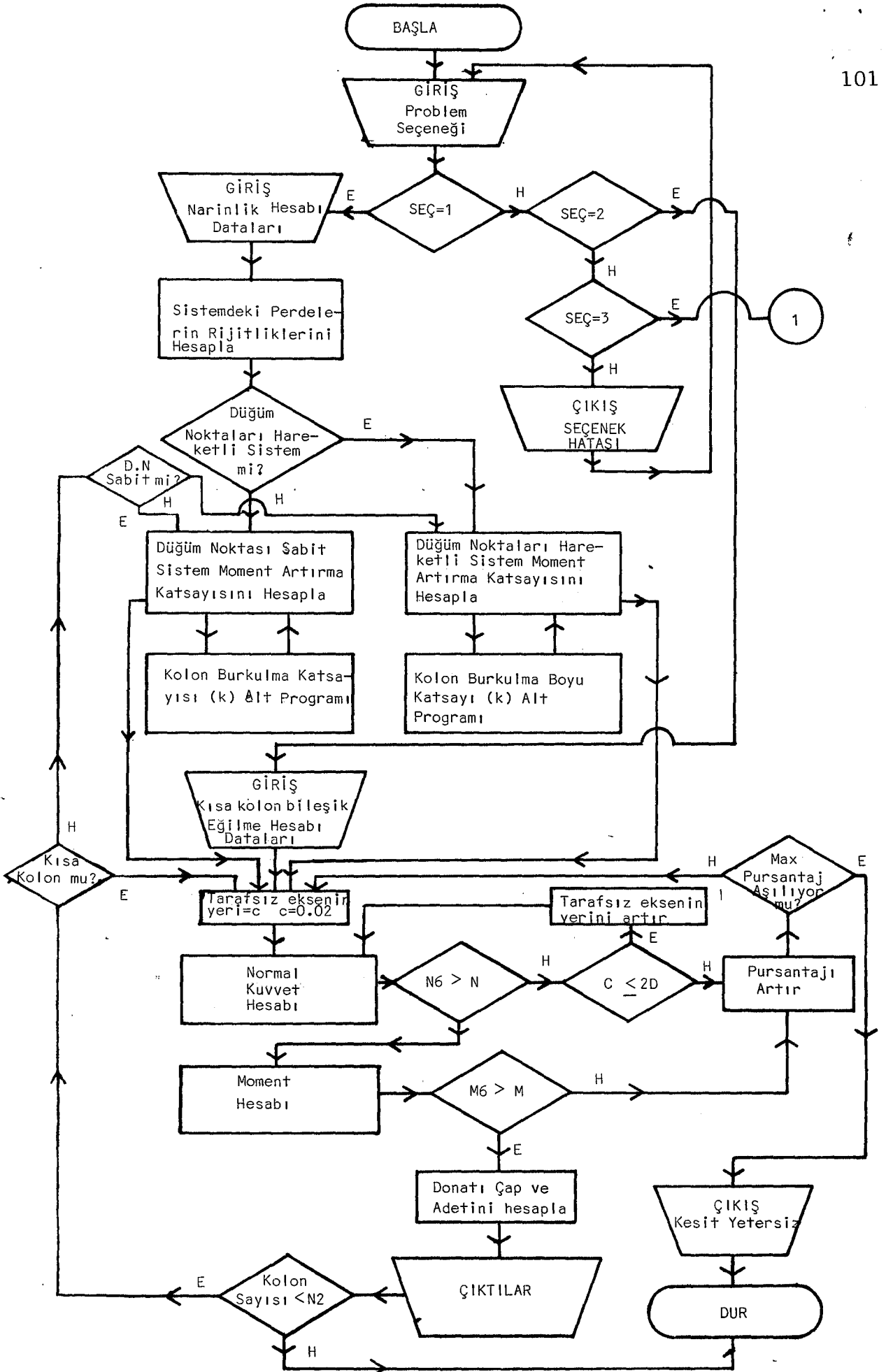
yanal yer değiştirme arttıķa ikinci mertbe momentlerinin 6neminin arttığını g6stermektedir. Yanal 6telenmenin 6nlenebilmesi iēin de sistemde yeteri rijitlikte perde bulundurulmalıdır.

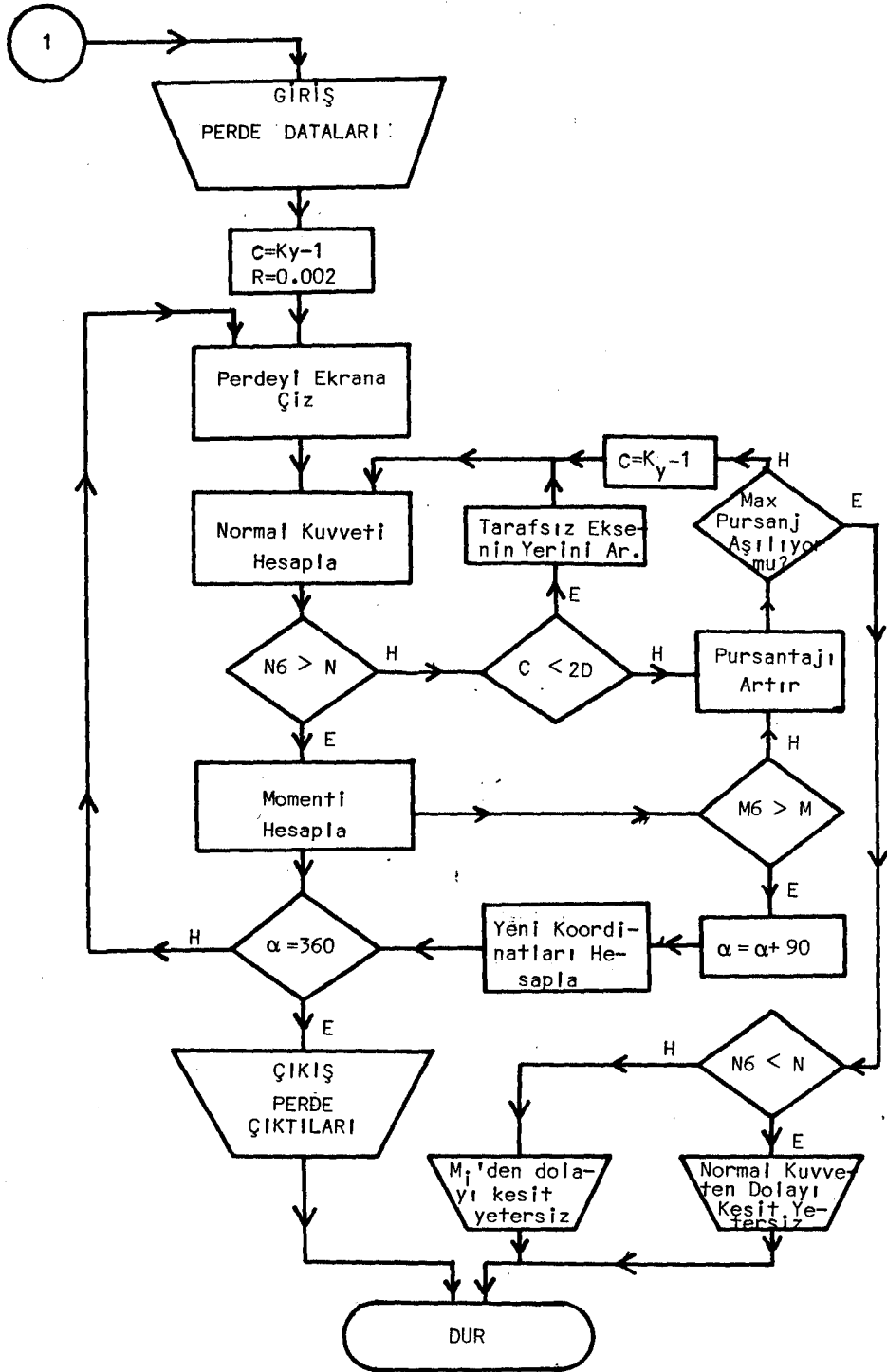
Kısa kolon betonarme hesabında, taşıma g6c6sınır durumları iēin  $k_1$  ve  $k_2$  (eşdeğer dikd6rtgene ēevirme katsayıları) parabol dikd6rtgen gerilme yayılışı esasına g6re hesaplanmaktadır. Hesaplanan bu katsayılar betonun gerēeęe yakın davranışını iēerdięi iēin sonuēlarda gerēeęe yakındır. 6z6len 6rnekler taşıma g6c6 abaklarıyla da kontrol edilmiştir. Ayrıca programın hızlandırılması ile hesaplama s6resi azaltılmıştır.

Perde betonarme hesabında, bir normal kuvvet ve verilen iki ekseninde toplam d6rt adet moment iēin işlem yapılmıştır. Perde hesabına, herhangi bir koordinatta dikd6rtgen parēalardan teşkil edilerek girilir. Bilgisayar programı, 6nce verilen konumda daha sonra momentin sıfırdan farklı olduğu diğer konumlar iēin doksana derece d6nd6r6lerek sonuē pursantaj hesaplanır. Yapılan program deprem momentlerini de iēerdięinden sonuēta bulunan pursantaj kesite y6klenen normal kuvvet ve b6t6n momentleri taşıyacak şekildedir.

## KAYNAKLAR DİZİNİ

- [1] İnan, M., 1973, Cisimlerin Mukavemeti, Ofset Matbaacılık Ltd. Şti.
- [2] Pflüger, A., 1970, Elastostatikğin Stabilite Problemleri, (Çev. S.Tameroğlu, V.Cinemre, F.Özbek), Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [3] Çakıroğlu, A., ve Özer, E., 1980, Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler I, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [4] Ersoy, U., 1985, Betonarme Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Bizim Büro Basımevi, Cilt I.
- [5] TS 500, Şubat 1985, Türk Standartları Enstitüsü, I. baskı.
- [6] DIN 1045, 1978, Alman Betonarme Şartnamesi, (Çev. E.Çetmeli), Matbaa Teknisyenleri Basımevi.
- [7] Horrison, H.B., 1980, Structural Analysis & Design, Bergamon Press, Part I.
- [8] Harrison, H.B., 1980, Structural Analysis & Design, Bergamon Press, Part II.
- [9] Afet Yönetmeliği, 1975, "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik.





```

10 INPUT "vazici 8.ekran 0":c
20 REM "SEC=1 > NARIN KOLON TAS.GUC.HES. ** DATALARI 4630-
30 REM "SEC=2 > KISA KOLON TAS.GUC.HES " ** DATALARI 4520-
40 REM "SEC=3 > PERDE TAS. GUC. HES.      ** DATALARI 4550-
50 PRINT#U.
60 REM Problem SECENEGI =SEC
70 READ SEC
80 IF SEC=1 GOTO 110
90 IF SEC=2 GOTO 1500
100 IF SEC=3 THEN GOTO 2500
105 PRINT "*** SECENEK HATASI **":EDIT 4510
110 READ n14.Bk
120 REM Bk=Beton Kalitesi
130 REM Bk=14'den 25'e kadar NORMAL BETON
140 REM Bk=30'dan 50'ye kadar YUK.DAY.BETON
150 IF Bk=140 THEN Ec=2615000
160 IF Bk=160 THEN Ec=2700000
170 IF Bk=200 THEN Ec=2850000
180 IF Bk=250 THEN Ec=3025000
190 IF Bk=300 THEN Ec=3180000
200 IF Bk=350 THEN Ec=3320000
210 IF Bk=400 THEN Ec=3455000
220 IF Bk=450 THEN Ec=3580000
230 IF Bk=500 THEN Ec=3695000
240 IF n14 =0 THEN a11=2 :GOTO 380
250 FOR i3=1 TO n14
260 READ b.d
270 ic3=b/100*(d/100)^3/12
280 ic4=ic3+ic4
290 NEXT i3
300 READ n8.h1.n50
310 pr=ec*ic4
320 a20=h1/100*SQR(n8/pr)
330 IF n50>4 AND a20<=0.6 THEN a11=1
340 IF n50>4 AND a20>0.6 THEN a11=2
350 IF n50<=4 AND a20<=(0.2+0.1*n50) THEN a11=1
360 IF n50<=4 AND a20>(0.2+0.1*n50) THEN a11=2
370 IF A11=1 GOTO 730
380 PRINT#U.:PRINT#U." Dugum Noktalari Hareketli Sistem":PRINT#U.
390 READ F10.E2.P:F1=BK/1500:F2=F10/1150
400 PRINT#U.:PRINT#U.:PRINT#U."** BUTUN KATTA HESAP**":PRINT#U.:PRINT#U.
410 READ n11
420 FOR i2=1 TO n11
430 READ Aa1.Aa2.Ab1.Ab2.B(i2).D(i2):GA=AA1/AA2:GB=Ab1/Ab2:B=B(i2):D=D(i2)
440 Ik=0.3*D/100 :IC=B/100*(D/100)^3/12
450 READ N13.H,n5(I2).nk1.M1(I2).M2(I2):n5=n5(I2)
460 GOSUB 1080
470 EI1=EC*IC/2.5*(1/(1+NK1/N5))
480 NK=PI*PI*EI1/LK^2*N13
490 IF ABS(M1(I2)) >ABS(M2(I2)) THEN MD2(I2)=M1(I2):MD1(I2)=M2(I2) ELSE Md2(I2)
=M2(I2):MD1(I2)=M1(I2)
500 CM=0.6+0.4*MD1(I2)/MD2(I2):IF CM<=0.4 THEN CM=0.4

```

```

510 be(i2)=Cm/(1-n5/nk*n13)
520 IF (lk/ik)<=22 THEN PRINT#U."** NARLINLIK IHMAL EDILİYOR **":
PRINT#U.:PRINT#U.: BE(i2)=1
530 NK2=NK+NK2
540 PRINT"Be"i2"=":be(i2)
550 REM PRINT"Nk=":nk/N13:"Nk2=":nk2
560 N7=N13*N5
570 N6=N7+N6 :REM PRINT"Nd=":n5:"n6=":n6
580 REM PRINT"-----"
590 NEXT I2
600 BE=1/(1-N6/NK2)
610 IF BE<1 THEN BE=1
620 PRINT:PRINT#U."KAT ICIN BE=":BE:PRINT:GOSUB 1260
630 FOR ji=1 TO N11
640 IF be(ji)=1 THEN be(ji)=1 : GOTO 660
650 IF be(ji)<=be THEN be(ji)=be
660 REM PRINT"-----"
670 REM PRINT"Be"ji"=":be(ji)
680 REM PRINT"-----"
690 M=MD2(ji)*BE(ji):N=N5(ji):B=B(JI):D=D(JI)
700 GOSUB 1670
710 NEXT Ji
720 END
730 PRINT#U.:PRINT#U." Dugum Noktalari Sabit Sistem":PRINT#U.
740 READ n12,F10,E2,P:F1=BK/1500:F2=F10/1150:GOSUB 1260
750 FOR Ji=1 TO n12
760 READ AA1,AA2,Ab1,Ab2,b,d,H,n5,nk1,MH1,MH2:N=N5:GA=AA1/AA2:GB=Ab1/Ab2
770 IF b*d=0 THEN Ik=0.25*D/100 ELSE Ik=0.3*D/100
780 IF b*d=0 THEN IC=PI*(D/100)^4/36 ELSE IC=B/100*(D/100)^3/12
790 GOSUB 920
800 IF ABS(MH1) >ABS(MH2) THEN MD2=MH1:MD1=MH2 ELSE MD2=MH2:MD1=MH1
810 IF md1/md2<0 GOTO 830
820 IF (lk/ik)<=(34-12*md1/md2) THEN PRINT#U.:PRINT#U. : PRINT#u.
  "**NARINLIK IHMAL EDILİYOR**":f =ABS(Md2):PRINT#U:PRINT#U.: PRINT#u.
  "Md'=":Md2,"Md1=":Md1,"Md2=":Md2 :GOTO 900
830 Ej=EC*IC/2.5*(1/(1+NK1/N5))
840 NK=PI^2*Ej/LK^2
850 CM=0.6+0.4*MD1/MD2:IF CM<=0.4 THEN CM=0.4
860 BE=CM/(1-N5/NK)
870 IF BE<1 THEN BE=1
880 M=ABS(md2)*be
890 PRINT #u."Md'="md2*be ."Md1=":Md1."Md2=":Md2
900 GOSUB 1670
910 NEXT Ji :END
920 REM ** K KAT SAYISI ALT PROGRAMI **
930 EL=0:A=0:I=0:F=0:DF=0:Ej=0:NK=0:CM=0:BE=0
940 EL=0.99:A=PI/EL
950 FOR I=1 TO 10
960 SN=SIN(A):CS=COS(A):CT=CS/SN
970 A2=A/2
980 SN2=SIN(A2) : CS2=COS(A2) : CT2=CS2/SN2
990 F=GA*GB*A^2/4+0.5*(GA+GB)*(1-A*CT)+2/(A*CT2)-1
1000 DF=GA*GB*A/2+0.5*(GA+GB)*(A/SN^2-CT)

```



```

1010 DF=DF+1/(A*CS^2)-2/(A^2*CT2)
1020 A=A-F/DF : EL=PI/A
1030 IF EL<0.66 THEN EL=0.66
1040 NEXT I
1050 LK=EL*H
1060 PRINT#U.:PRINT#U."k=":el:"Lk=":lk:PRINT#U:Lk=lk/100
1070 RETURN
1080 REM ** K KAT SAYISI ALT PROGRAMI **
1090 AA=0:I=0:F=0:DF=0:K=0
1100 AA=3
1110 FOR I=1 TO 10
1120 SN=SIN(AA) : CS=COS(AA)
1130 CT=CS/SN
1140 F=GA*GB*AA^2-36
1150 F=F-6*AA*(GA+GB)*CT
1160 DF=2*GA*GB*AA-6*(GA+GB)*CT
1170 DF=DF+6*AA*(GA+GB)/SN^2
1180 AA=AA-F/DF
1190 K=PI/AA : IF K<1 THEN K=1
1200 NEXT I
1210 lk=K*H
1220 REM PRINT#U."k=":k:"Lk=":lk:Lk=lk/100
1230 RETURN
1240 REM **** ILAVE^ ****
1250 REM KISA KOLON TASIMA GUCU HES.
1260 CLS:PRINT#u.CHR$(30)" *** NARIN KOLON BETONARME HESABI ***":FOR I=1 TO 4 :PRINT#u.:NEXT
I :fck=BK:fyk=f10:fcd=f1:fyd=f2:e=e
2:GOTO 1520
1500 IF sec=2 THEN READ N9,Fck,Fyk,E
1510 CLS:PRINT#u.CHR$(30)" *** KISA KOLON BETONARME HESABI ***":FOR I=1 TO 4 :PRINT#u.:NEXT
I
1520 PRINT#u.CHR$(30)" TS-500 Tasima Gucu Yontemi ile"
1530 PRINT#u.CHR$(30)" Bilesik Egilme Etkisindeki KOLONLARIN Hesabi":PRINT#u.:PRINT#u.
1540 PRINT#U.CHR$(30)"Fck/Fyk=":Fck::PRINT#U."/":PRINT#U.CHR$(30)Fyk
1550 PRINT#u.:PRINT#u."KOLON NO NOR.KUVV. MOMENT B/D PURSANTAJ DON.AL. SECILEN DONA
I"
1560 PRINT#u." --- ton tm cm/cm --- cm^2 cap $ adet "
1570 PRINT#u."=====
1580 IF SEC =1 THEN RETURN
1590 Fcd=fck/1500:Fyd=Fyk/1150
1600 FOR ji=1 TO n9 :READ N.M5.B.D
1610 IF N=0 THEN N5=1 ELSE N5=N:REM N5=1+N:M5=M+1
1620 EM=M5/N5:IF D*0.1>2.5 THEN EN=D*0.1/100 ELSE EN=2.5/100
1630 IF EM<EN THEN M=N5*EN ELSE M=M5
1640 GOSUB 1670
1650 NEXT ji
1660 IF sec=2 THEN END
1670 IF B<25 OR d<25 THEN GOTO 2120
1680 r1=0.01
1690 FOR r=r1 TO 0.31 STEP 0.002
1700 kc=0:m3=0
1710 as=b*d*r/2

```

```

1720 c9=0.01:IF m/n5<=2 THEN c10=(d-c9)/10 ELSE c10=(d-c9)/20
1730 P3=Fyd/E
1740 ecc=ecc+0.0002 : c=ecc*(d-3)/(ecc+0.01)
1750 IF ecc>=0.003 THEN ecc=0.003:c9=ecc*(d-3)/(ecc+0.01):ELSE 1770
1760 FOR C=C9 TO (2*D) STEP C10
1770 GOSUB 3710
1780 f3=0:f5=0:m3=0:p1=0:m1=0
1790 C1=k1*C
1800 P1=ecc*(C-3)/C
1810 IF P1>=P3 THEN S1=Fyd
1820 IF P1<P3 THEN S1=P1*E
1830 IF C1>=D THEN C1=D
1840 G=C1*B*Fcd*k3
1850 F3=S1*As+G
1860 M1=S1*As*(D/2-3)+(D-C1)/2*G
1870 P2=ecc*(C-D-3)/C
1880 IF p2<0 THEN p1=-1 ELSE p1=1
1890 p2=ABS(P2)
1900 IF P2>=P3 THEN S2=Fyd*p1 ELSE S2=P2*E*p1
1910 F4=S2*As : F5=F4+F3:c(1)=c-c10
1920 M2=-1*F4*(D/2-3)
1930 M3=(M1+M2)/100
1940 REM PRINT r:ecc:c:F5:m3,n:m:m5
1950 IF f5>n THEN kc=kc+1 ELSE 1980
1960 IF ecc=0.003 AND kc=1 THEN c9=c(1):c10=0.2:GOTO 1760
1970 IF M3>=M GOTO 2020 ELSE 2000
1980 IF ecc<0.003 GOTO 1740
1990 NEXT C
2000 ecc=0:NEXT r
2010 IF M3<M THEN PRINT " ** KESIT YETERSIZ ** " : END
2020 n2=INT(b/6)-1: d1=INT(SQR(as/n2*4/PI)*10):IF (d1/2)<>(INT(d1/2)) THEN
d2=d1+1 ELSE d2=d1
2030 IF d2<=14 THEN d2=14
2040 IF (2*as/(n2*d2^2*0.01*PI/4)-INT(2*as/(n2*d2^2*0.01*PI/4)))<0.51 THE
N N3=INT(as/(d2^2*0.01*PI/4)) ELSE N3=INT(as/(d2^2*0.01*PI/4))+1
2050 IF D2>14 THEN N1=N3 : D1=INT(SQR(As/N1*4/PI)*10)+1:IF (D1/2)<>(INT(d1
/2)) THEN d2=d1+1 ELSE d2=d1 :GOTO 2090
2060 IF N3<N2 THEN N1=N3 ELSE N1=N2
2070 IF n1<2 THEN n1=2
2080 IF sec=2 THEN m=m5
2090 REM PRINT#U,"*": F5:M3
2095 IF R>0.031 THEN PRINT#u.USING"#### ## ## ##" :ji,n,m
.b::PRINT#U."/"::PRINT#u.USING"## #.#### " :d,r::PRINT #U,"
** KESIT YETERSIZ **:GOTO 2110
2100 PRINT#u.USING"#### ## ## ##" :ji,n,m,b::PRINT#U."/":D2
:PRINT#u.USING"## #.#### ## # ## " :d,r,(as*2),n1::PRINT#U,"$":
:PRINT#u,D2::PRINT#U,"+"::PRINT#u,N1::PRINT#U,"$"::PRINT#u,
2110 RETURN
2120 CLS:LOCATE 10,10:PRINT"*** KESIT BOYUTLARI minimum Boyutlardan Kucuk
***":END
2130 END

```

```

2500 REM ** SEC=3 PERDE PROGRAMI **
2510 READ n6:FOR m=1 TO 4:READ m(m):NEXT m:READ fck,fyk,e
2520 READ n
2530 r1=0.002:ec=0.003:fcd=fck/1500:fyd=fyk/1150:gh=2:de=0
2540 DIM a(n,40)
2550 FOR x=1 TO n
2560 FOR y=1 TO 7
2570 READ a(x,y)
2580 NEXT y
2590 NEXT x
2600 REM FOR i=1 TO n:FOR j=2 TO 6 step 2 :a(I,j)=70+(a(I,j)-kx1)*kux:a(I,
j+1)=30+(a(I,j+1)-ky1)*kuy:NEXT j:NEXT i
2610 GOSUB 3910
2620 CLS :LOCATE 10,25:PRINT "LUTFEN BEKLEYINIZ"
2630 IF de=0 THEN FOR i=1 TO n:FOR j=2 TO 6 STEP 2:a(I,j+1)=a(I,j+1)+y02:a
(I,j)=a(I,j)+x02:NEXT j:NEXT i:PRINT
2640 m=m(1)*100
2650 GOSUB 4220
2660 FOR i=1 TO n
2670 a(i,8)=(a(i,4)-a(i,2))*(a(i,7)-a(i,3))
2680 a(i,12)=a(i,3)+(a(i,7)-a(i,3))/2
2690 a(i,11)=(a(i,4)-a(i,2))/2+a(i,2)
2700 a(i,9)=a(i,8)*a(i,12)
2710 a(i,10)=a(i,8)*a(i,11)
2720 a=a+a(i,8)
2730 sx=sx+a(i,9):sy=sy+a(i,10)
2740 t1=ABS(a(i,4)-a(i,2)):d1=ABS(a(i,7)-a(i,3))
2750 a(i,13)=t1:a(i,14)=d1:a(i,15)=1
2760 IF t1>d1 THEN a(i,13)=d1:a(i,14)=t1:a(i,15)=2
2770 NEXT i
2780 cy=sx/a:cx=sy/a
2790 GOSUB 3910
2800 IF de=0 THEN cy11=cy-ky1:cx11=cx-kx1
2810 X0=KX*gh:Y0=KY*gh
2820 IF KY>KX THEN X0=KY*gh:Y0=KY*gh
2830 FOR r=r1 TO 0.031 STEP 0.002
2840 ECO=0.002
2850 IF kc=0 THEN c2=ky-1
2860 IF m/n6<3 THEN sp=-(ky-ky1-1)/6 ELSE sp=-(ky-ky1-1)/20
2870 FOR c1=c2 TO (ky-2*(ky-ky1)) STEP sp
2880 GOSUB 3020
2890 fc=a1*k3*fcd :mc=(cyy-cy)*fc
2900 f6=fc+fd :m6=mc+md:c(1)=c1-sp
2910 REM PRINT#u,de;ky-c1:"f6=":f6:"m6=":m6,n6:m;"R=":r
2920 IF f6<n6 THEN 2980 ELSE kc=kc+1
2930 IF kc=1 THEN c2=c(1):sp=-1:a1=0:a2=0:m6=0:f6=0: GOTO 2870 ELSE GOTO
2940 IF m6<m THEN 3000
2950 REM PRINT#u, "R=":r:c1:"f6=":f6:"m6=":m6,n6:m
2960 m7=m7+1:m=m(m7+1)*100:de=de+90

```

```

2970 GOTO 3450
2980 a1=0:a2=0:m6=0:f6=0
2990 NEXT c1
3000 kc=0: a1=0:a2=0:m6=0:f6=0:NEXT r
3010 IF M6<M THEN PRINT#U."** ":"M": "(":(m7+1):)": ""den DOLAYI KESIT YETERSIZ
**":END
3012 IF f6<n6 THEN PRINT#U."** NORMAL KUVVETDEN DOLAYI KESIT YETERSIZ **":END
3020 FOR i=1 TO n
3030 ecc=ec*(a(i,7)-c1)/(ky-c1)
3040 IF ecc>0 THEN GOSUB 3710
3050 as=a(I.8)*r
3060 IF a(I.15)=2 GOTO 3210
3070 st=((a(I,14)-6)/20)*10
3080 FOR k7=(a(i,3)+3)*10 TO ((a(i,7)-3)*10+st/2) STEP st
3090 k=k7/10
3100 epy=ec*(k-c1)/(ky-c1)
3110 IF ABS(epy)>0.01 THEN GOTO 3440
3120 f=e*epy
3130 IF f>0 THEN a12=1 ELSE a12=-1
3140 IF ABS(f)>fyd THEN f=a12*fyd
3150 f=f*as/21
3160 f1=f1+f
3170 m1=f*(k-cy)
3180 m11=m11+m1
3190 NEXT k7
3200 GOTO 3320
3210 FOR k=a(i,3)+3 TO a(I,7) STEP ((a(i,13)-6)/1)
3220 epy=ec*(k-c1)/(ky-c1)
3230 IF ABS(epy)>0.01 GOTO 3440
3240 f=e*epy
3250 IF f>0 THEN a12=1 ELSE a12=-1
3260 IF ABS(f)>fyd THEN f=a12*fyd
3270 f=f*as/2
3280 m2=f*(k-cy)
3290 f2=f2+f : m12=m12+m2
3300 REM PRINT i,k;f:f2,m2:m12
3310 NEXT k
3320 k8=ky-(ky-c1)*k1
3330 IF k8>a(I,7) THEN 3360
3340 IF k8<a(i,3) THEN b(I)=a(i,8):cy1=a(i,12):sy(I)=cy1*b(I) : GOTO 3360
3350 IF a(i,7)>k8 THEN b(I)=(a(i,7)-k8)*(a(i,4)-a(i,2)):cy1=a(i,7)-(a(i,7)-k8)
/2:sy(I)=cy1*b(I)
3360 NEXT i
3370 md=m11+m12:fd=f1+f2: f1=0:m11=0:f2=0:m12=0
3380 FOR j=1 TO n
3390 a1=a1+b(J)
3400 a2=a2+sy(J)
3410 NEXT j
3420 cyy=a2/a1
3430 FOR i=1 TO n:b(i)=0:sy(i)=0:NEXT i
3440 RETURN
3450 IF de=0 THEN FOR i=1 TO n:FOR j=2 TO 6 STEP 2:a(I,j+1)=a(I,j+1)-y02:a(I,j)
=a(I,j)-x02:PRINT a(I,j):a(I,j+1):NEXT j:NEXT i:PRINT

```

```

3460 GOSUB 3910
3470 FOR i=1 TO n
3480 FOR j=16 TO 21 STEP 2
3490 dx=a(i,j-14)
3500 dy=a(i,j-13)
3510 l1=(dx^2+dy^2)^0.5
3520 IF dx=0 THEN be=0 ELSE a1=dy/dx : a1=ATN (a1) : be=PI/2-a1
3530 a(i,j)=X02-COS (BE)*L1+KY1
3540 a(i,j+1)=Y02+SIN (BE)*L1-KX1
3550 NEXT J
3560 NEXT I
3570 FOR I=1 TO N
3580 A(I,2)=A(I,20):A(I,3)=A(I,21)
3590 A(I,4)=A(I,16):A(I,5)=A(I,17)
3600 A(I,6)=A(I,20):A(I,7)=A(I,19)
3610 NEXT I
3620 FOR i=1 TO n
3630 t1=ABS(a(i,4)-a(i,2)):d1=ABS(a(i,7)-a(i,3))
3640 a(i,13)=t1:a(i,14)=d1:a(i,15)=1
3650 IF t1>d1 THEN a(i,13)=d1:a(i,14)=t1:a(i,15)=2
3660 NEXT i
3670 kc=0:k8=0:sx=0:sy=0:a1=0:a2=0:m6=0:f6=0:fd=0:md=0:gh=1:r1=r
3680 IF de=360 GOTO 4040
3690 IF m=0 THEN 2960
3700 GOSUB 4220 :a=0: GOTO 2660
3710 REM K1-K3 ALT PROGRAMI
3720 ECC=0.002
3730 IF ECC<=0.002 THEN 3740 ELSE 3800
3740 AB=(ECC/ECC)*(1-ECC/3/ECC)
3750 be5=2*(1-(2/3-ECC/4/ECC)/(1-ECC/3/ECC))
3760 k3=AB/be5
3770 K1=BE5
3780 AB=0: BE5=0
3790 RETURN
3800 AB=0.667*ECC/ECC+(1-ECC/ECC)
3810 A1=0.667*ECC/ECC
3820 X1=5*ECC/8/ECC
3830 A4=(1-ECC/ECC)
3840 X4=(1+ECC/ECC)/2
3850 X=(A1*X1+A4*X4)/AB
3860 BE5=2*(1-X)
3870 k3=AB/BE5
3880 K1=BE5
3890 AB=0:A1=0: X1=0: A4=0: X4=0: X=0: BE5=0
3900 RETURN
3910 kx=0:ky=0:kx1=10000:ky1=10000
3920 jk=2:kj=6 :IF de=360 THEN jk=32:kj=36
3930 FOR i=1 TO n
3940 FOR j=2 TO 6 STEP 2
3950 IF a(i,j)>kx THEN kx=a(i,j)
3960 IF a(i,j)<kx1 THEN kx1=a(i,j)
3970 IF a(i,j+1)>ky THEN ky=a(i,j+1)
3980 IF a(i,j+1)<ky1 THEN ky1=a(i,j+1)
3990 NEXT j
4000 NEXT i
4010 X02=KX*gh:Y02=KY*gh
4020 IF KY>KX THEN X02=KY*gh:Y02=KY*gh
4030 RETURN

```

```

4040 PRINT#U.CHR$(30)." *** PERDE BETONARME HESABI ***":PRINT#U.:PRINT#U.:PRINT#U.:PRINT#U.
4050 PRINT#U.CHR$(30)"          TS-500 Tasima Gucu Yontemi ile"
4060 PRINT#U.CHR$(30)"  Bilesik Egilme Etkisindeki PERDELERIN Hesabi":PRINT#U.
4070 PRINT#U,"* Normal Kuvvet          ="USING"#####":n6::PRINT#U." ton"
4080 PRINT#U,"* X-X Ekseni Etrafindaki Moment  ( ^ )      ="USING"#####":m(1)::PRINT#U." tm"
4090 PRINT#U,"* X-X Ekseni Etrafindaki Moment          ="USING"#####":m(3)::PRINT#U." tm"

4100 PRINT#U,"* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment  ( => )      ="USING"#####":m(2)::PRINT#U." tm"
4110 PRINT#U,"* Y-Y Ekseni Etrafindaki Moment          ="USING"#####":m(4)::PRINT#U." tm"

4120 PRINT#U,"* Fck 28 Gunluk Beton Silindir Basinc Dayanimi ="USING"#####":fck::PRINT#U." kg/cm
^2"
4130 PRINT#U,"* Fyk Donati Celiginin Akma Dayanimi          ="USING"#####":fyk::PRINT#U." kg/c
m^2"
4140 PRINT#U,"* Es Donati Celiginin Elastisite Modulu      ="USING"#####":e::PRINT#U." ton/cm
^2"
4150 PRINT#U,"* Hesaplanan Pursantaj                    ="USING"#.#####":R
4160 REM IF PEEK(O)<>255 THEN MEMORY &8FFF:LOAD"scrcopy":POKE O,255
4170 as=a*r
4180 FOR p=1 TO n
4190 as(P)=as*a(p.8)/a
4200 PRINT#U. p:". Parcanin her iki yuzunde toplam donati Alani=":INT(as(P)*100)/100:"cm^2"
4210 NEXT p
4220 GOSUB 3910
4230 IF (ky-ky1+30)<280 THEN kuy=1 ELSE kuy=280/(ky-ky1+30)
4240 IF (kx-kx1+140)<520 THEN kux=1 ELSE kux=520/(kx-kx1+140)
4250 IF kux<kuy THEN ku=kux ELSE ku=kuy
4260 FOR i=1 TO n:FOR j=32 TO 36 STEP 2 :a(I.j)=80+(a(I.j-30)-kx1)*ku:a(I.j+1)=40+(a(I.j-29)-
y1)*ku:NEXT j:NEXT i:cy11=cy11*ku:cx
11=cx11*ku
4270 IF de=360 THEN CLS: GOTO 4300
4280 CLS: IF de=0 THEN LOCATE 2,1:PRINT " ilk durum " ELSE LOCATE 2,1: PRINT de:" donus"
4290 LOCATE 2,2:PRINT "-----"
4300 FOR I=1 TO N:PLOT A(I.32).A(I.33):DRAW A(I.36).A(I.37):DRAW A(I.34).A(I.37):DRAW A(I.34)./
(I.35):DRAW A(I.32).A(I.33)
4310 IF A(I.37)-A(I.33)>A(I.34)-A(I.32) THEN PLOT A(I.32)+3.A(I.33)+3:DRAW A(I.36)+3.A(I.37)-3:F
LOT A(I.34)-3.A(I.37)-3:DRAW A(I.34)
-3.A(I.35)+3:GOTO 4330
4320 PLOT A(I.32)+3.A(I.33)+4:DRAW A(I.34)-3.A(I.35)+4:PLOT A(I.36)+3.A(I.37)-3:DRAW A(I.34)-3.
A(I.37)-3
4330 NEXT I
4340 IF de<360 THEN RETURN
4350 FOR i=1 TO n
4360 IF a(i.15)=1 AND CINT(a(i.2))=CINT(kx1) THEN LOCATE 4.24-INT(a(i.37)/32):PRINT a(i.1):LO
ATE 1.25-INT(a(i.37)/32):PRINT CINT
(a(i.13)):"/":CINT(a(i.14)):GOTO 4400
4370 IF a(i.15)=1 AND CINT(a(i.4))=CINT(kx) THEN LOCATE INT(a(i.34)/6.6).24-INT(a(i.37)/32):PR
INT a(i.1):LOCATE INT(a(i.34)/7.1).25
-INT(a(i.37)/32):PRINT CINT(a(i.13)):"/":CINT(a(i.14))
4380 IF a(i.15)=2 AND CINT(a(i.3))=CINT(ky1) THEN LOCATE INT(a(i.34)/13).24:PRINT a(i.1):LOCATI
INT(a(i.34)/16).25:PRINT CINT(a(i.1
3)):"/":CINT(a(i.14)):GOTO 4400
4390 IF a(i.15)=2 AND CINT(a(i.7))=CINT(ky) THEN LOCATE INT(a(i.34)/13).22-INT(a(i.37)/16):PRIN
T a(i.1):LOCATE INT(a(i.34)/16).23-I
NT(a(i.37)/16):PRINT CINT(a(i.13)):"/":CINT(a(i.14))
4400 NEXT i
4410 FOR ii=78 TO 82+kx-kx1 STEP 5:PLOT ii.40+cy11:NEXT ii:LOCATE INT((85+kx-kx1)/7.55).25-INT((
40+cy11)/16):PRINT"x"
4420 FOR ii=38 TO 44+ky-ky1 STEP 5:PLOT 80+cx11,ii:NEXT ii:LOCATE INT((80+cx11)/8).24-INT((45+ky
-ky1)/16):PRINT"y"
4430 REM IOPY
4440 END

```