

**T.C.
HARRAN ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

BETONARME NARİN KOLONLARIN ANALİZİ

Niştıman ÖZCAN

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ŞANLIURFA
2005**

Yrd. Doç. Dr. Mehmet GÜMÜŞÇÜ danışmanlığında, Niştiman ÖZCAN'ın hazırladığı "Betonarme Narin Kolonların Analizi" konulu bu çalışma 19/09/2005 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Danışman : Yrd. Doç. Dr. Mehmet GÜMÜŞÇÜ

Üye : Yrd. Doç. Dr. Arif GÜREL

Üye : Yrd. Doç. Dr. Murat KISA

Bu Tezin İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yapıldığını ve Enstitümüz Kurallarına Göre Düzenlendiğini Onaylarım.

Prof. Dr. İbrahim BOLAT
Enstitü Müdürü

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynaktan gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
ÖZ.....	i
ABSTRACT.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	iv
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	v
SİMGELER DİZİNİ.....	vi
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	3
3. MATERYAL ve YÖNTEM.....	6
3.1. Genel Bilgiler.....	8
3.2. Eksenel Basınç Etkisindeki Elemanların Taşıma Gücü (TS 500/84).....	12
3.2.1. Etriyeli ve fretli kolonların yük altındaki davranışı.....	15
3.2.2. Etriyeli kısa kolonların taşıma gücü.....	24
3.2.3. Fretli kısa kolonların taşıma gücü.....	26
3.2.4. Kolonlarda ön boyutlandırma.....	29
3.2.5. Kolonlarda boyut ve donatı sınırlamaları.....	30
3.3. Bileşik Eğilme Etkisindeki Elemanlar.....	36
3.3.1. İki yüzünde donatı bulunan dikdörtgen kesitli kolonların taşıma gücü.....	39
3.3.1.1. Dengeli kırılma.....	45
3.3.1.2. Çekme kırılması.....	45
3.3.1.3. Basınç kırılması.....	45
3.3.1.4. Karşılıklı etki diyagramı.....	47
3.3.2. İki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli kolonların boyutu.....	51
3.3.2.1. Küçük eksantrisite durumu ($e/h \leq e_b/h$).....	52
3.3.2.2. Dengeli durum ($e/h = e_b/h$).....	53
3.3.2.3. Büyük eksantrisite durumu ($e/h \geq e_b/h$).....	54
3.3.2.4. Boyutsuz karşılıklı etki diyagramlarının kullanılışı.....	55
3.3.2.5. Kolonlarda min ve max donatı yüzdeleri.....	56
3.3.3. Dört yüzünde de donatı bulunan dikdörtgen kısa kolonlar.....	57
3.3.4. İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen kısa kolonlar.....	62
3.4.1. Yaklaşık yöntemler.....	63
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA.....	68
4.1. Kolonların Davranışları.....	68
4.1.1. Yanal ötelenmesi önlenmiş ya da önlenmemiş kolonlar.....	68
4.1.2. Tek (bir) ya da çift (iki) eğrilikli kolonlar.....	70
4.1.2.1. Kısa ya da narin kolonlar.....	72
4.2. Narin Kolonlar.....	73
4.2.1. Narin kolonlar boyutlandırılması.....	80
4.2.1.1. Narin kolonlarla ilgili sayısal uygulamalar.....	82
4.3.1. Eksenel kuvvet etkisindeki elemanların TS 500/2000'e göre farklılıklar.....	87
4.3.1.1. Kolonlarda boyut ve donatı sınırlandırmaları (TS 500/2000).....	87
4.3.1.2. Sayısal uygulamalar.....	90
4.3.1.3. Kolonlarda min ve max donatı yüzdeleri.....	91
4.4.1. Narin Kolonların Boyutlandırılması TS 500/2000'e Göre.....	92
4.4.1.1. Yanal deplasmanın önlenip önlemediğinin saptanması.....	92
4.5.1. Eurocode 2'ye Göre Narin Kolon Analizi.....	94
4.5.1.1. Yanal yerdeğiştirme durumu.....	94
4.5.1.2. Basitleştirilmiş hesap.....	96
4.6.1. Salmımın kolon kapasitesine etkisi.....	97
4.7. Proje Genel Bilgileri.....	98
4.7.1. İde Cad Statik IDS 4.01 versiyonu ile yapılmış bina ile ilgili bilgiler.....	102
4.7.2. İkinci mertebe etkileri (moment büyütme yöntemi).....	103
4.7.3. Probina Orion 13.01 versiyonu ile yapılmış binanın kolon bilgileri.....	108
5. SONUÇ ve ÖNERİLER.....	111

KAYNAKLAR.....	114
ÖZGEÇMİŞ.....	115
EK 1.....	116
EK 2.....	126
EK 3.....	196
ÖZET.....	197
SUMMARY.....	198

ÖZ

Yüksek Lisans Tezi

BETONARME NARİN KOLONLARIN ANALİZİ

Niştiman ÖZCAN

Harran Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Anabilim Dalı

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Mehmet GÜMÜŞÇÜ
Yıl: 2005 Sayfa: 198

Bu tez çalışmasında betonarme narin kolonlar ele alınıp, bunların hesap ve donatılmalarıyla ilgili esaslar incelenmiştir. Narin kolonlar bu çalışmada detaylı olarak incelenmiştir. Kolonlarda narinlik hesapları TS 500 (1984), TS 500 (2000), ACI 318-83 ve Eurocode 2 'ye göre hangi hesap yöntemleri kullanıldığı araştırılmıştır. Narin kolonlar bu tezde detaylı olarak incelenmiştir. Narin kolonlar günümüzde kullanılan bilgisayar statik programlarıyla incelenmiştir. Ayrıca İdeCad Statik IDS 4.01 ve Probina Orion 13.1 programları kullanılarak ele alınmış olan bir betonarme binanın narin kolonlarının hesabı yapılmış ve analiz sonuçlarında farklı ve benzer yönler karşılaştırılmıştır.

ANAHTAR KELİMELER: Narin Kolon, TS 500 (2000), ACI 318-83, İdeCad Statik IDS 4.01 versiyonu, Probina Orion 13.1 versiyonu.

ABSTRACT

MSc Thesis

CONCRETE THE ANALYSİNG OF SLENDER COLUMNS

Niştiman ÖZCAN

**Harran University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering**

**Supervisor: Yrd. Doç. Dr. Mehmet GÜMÜŞÇÜ
Year: 2005 Page:198**

Concrete selender columns and tese calculation rules of design has been examined in this study. Which methods of calculations were used in the measurements of slenderness in the columns according to TS 500 (1984), TS 500 (2000), ACI 318-83 and Eurocode 2 were researched. Slender columns was examined static computer software used today. Also they are İde Cad Static IDS versiyon 4.01 and Probina Orion versiyon 13.01. The same buildings data was analysed with these two programme. The differences between these programmes were presented, the result of the analysis compared.

KEY WORDS: Slender Column, TS 500/2000, ACI 318-83, İdeCad Static IDS versiyon 4.01, Probina Orion versiyon 13.1.

TEŞEKKÜR

Bu tez çalıőmasının meydana gelmesinde her tŒrlŒ yardım aldığım, bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım değerli danıőmanım sayın Yrd. Doç. Dr. Mehmet GŒMŒŐŐŒ'ye değerli fikirlerinden yararlandığım, bŒlŒmŒmŒzŒn Őđretim Őyelerinden sayın Yrd. Doç. Dr. M. Arif GŒREL'e çalışma konusu hakkındaki yardımlarından dolayı ve değerli asistan arkadaőım Arő. GŒr. Nilay KAYA'ya teőekkŒrlerimi sunarım.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa No
Şekil 3.1. Yük altındaki kolonlarda oluşan yerdeğiştirmeler.....	11
Şekil 3.2. Etriyeli ve fretli kolonlar.....	14
Şekil 3.3. Uzun süreli basınç yükü etkisindeki kolonda çelik ve beton gerilmelerinin zamanla değişimi.....	15
Şekil 3.4. Uzun süre basınç altında zamana bağlı deformasyonlar.....	17
Şekil 3.5. Eksenel basınç kuvvetinin beton ve çelikle karşılanan bölümlerinin zamanla değişimi.....	19
Şekil 3.6. Kırılma anında, kolonda, beton ve çeliğin taşıdığı yükler.....	20
Şekil 3.7. Etriyeli ve fretli kolonların artan yük etkisinde davranışı.....	21
Şekil 3.8. Etriyeli kolonun kırılması.....	22
Şekil 3.9. Fretlerle, kolon betonunun karşılıklı etkileri.....	22
Şekil 3.10. Kare etriyelerle betonun sarılması ve etriye aralığı ile sarma-kuşatma-nın etkinliği arasındaki ilişki.....	24
Şekil 3.11. Borunun ortasından yapılan düşey kesim.....	26
Şekil 3.12. Kolon bölgeleri.....	32
Şekil 3.13. Birleşik eğilme etkisinde M ve N yerine eşdeğer N kuvveti.....	37
Şekil 3.14. Kırılma durumuna gelmiş bir kesitte deformasyonlar, gerilmeler ve plastik ağırlık merkezi.....	38
Şekil 3.15. Eksantrik yüklenmiş, kırılma durumunda, iki yüzünde donatı bulunan dikdörtge kesitli kolon.....	41
Şekil 3.16. Çok katlı yapıda kolon momentleri.....	44
Şekil 3.17. Eksantrik yüklenmiş kolon kırılmalarında birim deformasyon diyagramları.....	46
Şekil 3.18. Eksantrik yüklü betonarme kolon kesitlerinde kırılmaya neden olan yük ve moment ilişkilerini belirten karşılıklı etki diyagramı.....	47
Şekil 3.19. Kesiti, donatısı ve malzemesi bilinen simetrik donatılı dikdörtgen kolonun karşılıklı etki diyagramı.....	51
Şekil 3.20. Dört yüzünde donatı bulunan kolonlar.....	59
Şekil 3.21. İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki simetrik donatılı kolon.....	62
Şekil 3.22. a) İki eksenli bileşik eğilme etkisinde karşılıklı etki yüzeyi b) Herhangi bir N düzeyinden alınan yatay kesit.....	63
Şekil 3.23. e_x ve e_y eksantrikliğiyle etkileyen N_r kuvveti.....	64
Şekil 4.1. Tek ya da çift eğrilikli kolon.....	70
Şekil 4.2. Yükleme düzenine bağlı olarak kolonun tek yada çift eğrilikli olarak çalışması.....	71
Şekil 4.3a. Tek eğrilikli kolonda birinci ve ikinci mertebe momentlerin kolon boyunca değişimi.....	72
Şekil 4.3b. Çift eğrilikli kolonda birinci ve ikinci mertebe momentlerin kolon boyunca değişimi.....	72
Şekil 4.4. Eksantrik yüklenmiş narin kolon.....	74
Şekil 4.5. Kısa ve uzun kolonlarda kırılma anındaki M-N ilişkilerini gösteren karşılıklı etki diyagramı.....	75
Şekil 4.6. Eksantrik yüklenmiş çift eğrilikli kolonda 1. ve 2. mertebe momentleri.....	75
Şekil 4.7. Deplasman yapan ankastre kolonda 1. ve 2. mertebe momentleri.....	76
Şekil 4.8. Yanal hareketi önlenmiş kolonlarda etkili boylar.....	77
Şekil 4.9. Yanal hareketi önlenmemiş kolonlarda etkili boylar.....	78
Şekil 4.10. Etkili kolon boyunun hesabı için nomograf.....	79
Şekil 4.11. Kolon bölgeleri.....	89
Şekil 4.12. Kolon türleri.....	95
Şekil 4.13. Eksenel kuvvet ile eğrilik arasındaki değişim.....	97
Şekil 4.14. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin kat fotoğrafı.....	100
Şekil 4.15. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin kattaki fretli kolon fotoğrafı.....	101
Şekil 4.16. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin ve asma kat görüntüsü.....	101
Şekil 4.17. Analiz edilen binanın plan ve boy kesitleri.....	102
Şekil 4.18. Kolon etkileşim diyagramı- Yön 1.....	110

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa No
Çizelge 3.1. Değişik beton ve çelik türleri için f_t itibari mukavemet değerleri.....	25
Çizelge 3.2. Fret katsayıları.....	27
Çizelge 4.1. Basınç Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlar.....	68
Çizelge 4.2. Kolonlarla ilgili yönetmelik koşulları özeti.....	90

SİMGELER DİZİNİ

A	Alan
A_c	Beton alanı
A_s	Çekme donatısı
A_s¹	Basınç donatısı alanı
A_{st}	Kesitteki toplam boyuna donatı alanı
A_o	Etriye çubuğunun kesit alanı
A_{ot}	Burulma için gerekli etriye çubuğu kesit alanı
A_{ov}	Kesme için gerekli etriye çubuğu kesit alanı
A_{sw}	Kesitteki toplam etriye kesit alanı
A	Dikdörtgen basınç gerilme diyafrazının derinliği
b	Kiriş ve dişli döşemelerde tabla genişliği
b_w	Kiriş ve dişli döşemelerde gövde genişliği
C	Beton, beton sınıfı
d	Etkili derinlik (faydalı yükseklik)
d¹	Donatı ağırlık merkezinden beton yüzüne olan uzaklık (pas payı)
d^{II}	Basınç ve çekme donatıları arasındaki uzaklık (Zs)
E	Elastisite modülü; Deprem yükü
E_c	Betonun elastisite modülü
E_{cj}	j günlük betonun Elastisite modülü
E_s	Çelik elastisite modülü
e	Eksantriklik
F	Kuvvet (zorlama)
F_k	Karakteristik yük
F_c	Betondaki bileşke basınç kuvveti
F_s	Donatıdaki çekme kuvveti
F_s¹	Donatıdaki basınç kuvveti
f	Dayanım (mukavemet)
f_{ck}	Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{cd}	Beton hesap basınç dayanımı
f_{ctk}	Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{ctd}	Beton hesap çekme dayanımı
f_{cr}	Beton çatlama dayanı
f_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{yd}	Donatı çeliği akma hesap dayanımı
f_{ywd}	Etriye akma hesap dayanımı
G	Sabit yük
G_c	Beton kayma modülü
g	Düzgün yayılı sabit yükün şiddeti
H	Yükseklik toplam yapı yüksekliği
h	Yükseklik toplam giriş yüksekliği, kolon derinliği kat yüksekliği
h_f	Döşeme kalınlığı
I	Atalet momenti (eylemsizlik momenti)
I_c	Brüt beton kesitin atalet momenti
I_{cr}	Çatlamış kesitin atalet momenti
I_s	Donatı çeliğin kesit ağırlık merkezine göre atalet momenti
I_{ef}	Etkili atalet momenti
İ	Atalet yarıçapı
M	Eğilme momenti
M_d	Hesap eğilme momenti
M_r	Moment taşıma gücü
M_{cr}	Çatlama momenti
M_{max}	Maksimum moment
m	Döşemelerde birim genişliğe gelen moment
m_d	Döşemelerde hesap momenti
N	Normal kuvvet
N_d	Hesap normal kuvveti

N_{ro}	Eksene basınç taşıma gücü
N_{rx}	e_x eksantrikliğiyle normal kuvvet taşıma gücü
N_{ry}	e_y eksantrikliğiyle normal kuvvet taşıma gücü
Q	Hareketli yük
q	Düzgün yayılı hareketli yükün şiddeti
R	Dayanım, Mesnet tepkisi
R_k	Karakteristik dayanım
R_d	Hesap dayanımı
R_m	Ortalama dayanım; Kalıcı yükün hesap yüküne oranı
r	Yarıçap
s	Donatı ağırlığı
V	Kesme kuvveti, Hacim
V_d	Hesap kesme kuvveti
V_{res}	Kesme kuvveti taşıma gücü
V_{cr}	Eğik çatlama oluşturur kesme kuvveti
W	Rüzgar yükü
w	Rüzgar yükünün şiddeti; Çatlak genişliği
x	Tarafsız eksen derinliği
y	Kesitin ağırlık merkezinin çekme yüzüne uzaklığı
z	Moment kolu
α, β	Katsayılar
γ	Güvenlik katsayısı
γ_F	Yük katsayısı
γ_{mc}	Beton için malzeme katsayısı
γ_{ms}	Çelik için malzeme katsayısı
Δ	Şehim (çökme)
Δ_j	Ani şehim
Δ_t	Uzun süreli şehim
ε	Birim deformasyon
ε_c	Betondaki maksimum birim deformasyonu
ε_s	Donatılı birim deformasyonu
ε_{sy}	Donatı akma başlangıcında birim deformasyonu
λ	Narinlik katsayısı
μ	Poisson oranı
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
ρ_b	Dengeli donatı yüzdesi
ρ_t	Toplam donatı yüzdesi
ω	Mekanik donatı yüzdesi
σ_c	Beton basınç gerilmesi
σ_{ct}	Beton çekme gerilmesi
σ_s	Çelik çekme gerilmesi
σ'_s	Çelik basınç gerilmesi
τ	Beton nominal kayma gerilmesi

1. GİRİŞ

İnsanlık tarihin de kullanılan en eski yapı malzemeleri: Ahşap, taş, tuğla, ve kerpiçtir. Dünyadaki özellikle de ülkemizdeki yapılarda en yaygın olarak kullanılan malzemenin betonarme olduğu söylenebilir. Betonarme, beton ve çelikten meydana gelen, bileşik bir yapı malzemesidir. Kum-çakıl-çimento ve suyun uygun oranlarda karıştırılması ile elde edilen betonun basınç mukavemeti yüksek, çekme mukavemeti çok düşüktür. Dış yüklerin etkisiyle ortaya çıkacak çekme gerilmelerini karşılamak üzere, kalıpta taşıyıcı elemanın uygun yerlerine yuvarlak çelik çubuklar (donatılar) yerleştirilir ve daha sonra betonlanırsa, sertleşen betonla birlikte *betonarme* (donatılmış beton) bir taşıyıcı eleman elde edilmiş olur. Betonarmenin yaygın olarak kullanıldığı uygulama alanlarından bazıları şunlardır: Bina, köprü, baraj, sıvı deposu, tünel, istinat duvarı, silo, hiperbolik soğutucu, baca inşaatlarında ve yol inşaatı sanat yapıları, kanal ve sulama yapılarıdır.

Yapılarda ve özellikle binalarda aranan en önemli özellik güvenlidir. Güvenliğin sağlanması işlevsellik, ekonomi ve estetik gibi koşulların önünde yer alır. Yapıların güvenilir olabilmesi için özellikle şartnamelere, standartlara ve yönetmeliklere uygun olarak inşa edilmeleri gerekmektedir. Betonarme yapıların tasarımına ilişkin ilk yönetmelikler Almanya’da 1904’de, Fransa’da ise 1906’da yayınlanmıştır. Çeşitli zamanlarda, bilimsel gelişmelere bağlı olarak bu yönetmeliklerde bazı değişiklikler yapılarak Alman yönetmeliği 1908, 1918, 1925 ve 1943, 1971 ve 1978 yıllarında, Fransız yönetmeliği ise 1934, 1945, 1960, 1964, 1968, 1970, 1979 ve 1980 yıllarında yenilenmiştir. Ülkemizde betonarme yapıların hesap ve tasarımına ilişkin yönetmeliklerin başında TS 500, “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları” ve Deprem Yönetmeliği ”Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapıların Hakkında Yönetmelik” gelmektedir. Diğer ülkelerin kullandıkları önemli yönetmeliklerden başlıcaları, Avrupa Beton Komitesi Betonarme Yönetmeliği CEB-78, Amerikan Beton Enstitüsü Betonarme Yönetmeliği ACI 318-83, Birleşik Avrupa için hazırlanan EC2-93 (Eurocode2) ve genel olan ISO/DIS 15673 standardıdır.

Son yıllarda bir çok ülkede betonarme şartnameleri ile boyutlandırma metotları çok değişmiştir. Bizim ülkemizde de bu değişiklikler olmuştur. Bu tez çalışmasında narin ve kısa kolonların TS 500/1984, TS 500/2000, Eurocode2 ve ACI 318-83'e göre boyutlandırmaları incelenmiş ve örneklerle gösterilmiştir. Kolon türleri incelenmiş, TS 500/2000 yönetmeliğinin, TS 500/1984 yönetmeliğine göre kolonlarda yaptığı değişiklikler ele alınmış ve örneklerle incelenmiştir.

Kolonlarda normal kuvvet hâkim durumda iken, kolon boylarına göre yön değiştiren eğilme momenti veya kesme kuvveti hasara sebep olur. Özellikle narinliğin büyük olduğu kolonlarda büyük eğilme momenti, hâkim normal kuvvetle beraber betonun basınç bölgesinde ezilme ve parçalanmalara sebep olur. Kısa kolonlarda hasarın oluşmasında kesme kuvveti etkili olur. Kesme kuvveti nedeniyle oluşan eğik çekme gerilmeleri sonucu oluşan bu tür hasar, binanın toptan göçmesine bile sebep olabilir. Narin kolonlarda eğilme momenti ve hâkim normal kuvvetin hasara sebep olduğu fakat kısa kolonlarda ise daha çok kesme kuvvetinin etkisiyle hasarlar oluşmakta hatta yapıda göçme meydana gelmektedir, bu narin kolon ile kısa kolon arasındaki farklardan biridir. Narinlik etkisi ve narin kolonlar farklı yönetmeliklere göre analizleri araştırılmıştır. Narin kolonların, kısa kolonlarla karşılaştırılması yapılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Kolonlar, kiriş ve bazen de doğrudan döşemelere mesnetlik yaparak aldıkları yükleri temeller vasıtasıyla zemine iletirler. Kirişlerle beraber, yatay yük etkilerinin taşınmasında iyi bir sistem olan çerçeveleri ortaya çıkarırlar. Kolonlar, taşıyıcı sistemin ana elemanlarından sayılırlar. Bunlarda ortaya çıkacak bir hasar tüm taşıyıcı sistemi zayıflatır. Onarılması güç durumlar ortaya çıkarır. Bu nedenle boyutlandırılmalarına özen gösterilmesi önemlidir (Celep ve Kumbasar 2000).

Kolonlarda narinlik yüksek dayanımlı betonların kullanılmasıyla kolon kesitlerini küçültmekle mümkün olmuştur. Kesitlerin küçülmesiyle kesitin eğilme rijitliği azalırken, yanal yerdeğiştirmeler, dolayısıyla ikinci merteye etkileri de artar. Bazı durumlarda ikinci merteye etkiler, mevcut eğilme momenti yanında önemli duruma geçer. İkinci merteye etkilerin büyük olduğu kolonların dayanımında azalmaları meydana gelir. Kolon dayanımındaki azalmanın ihmal edilecek kadar az olması veya gözönüne alınması kararına etkili olan en önemli parametre kolonun narinliğidir (Celep ve Kumbasar, 2000). Narin kolon boyutlandırma ACI 318 - 83 ifadeleri yer alır (ACI 318 - 83, 2002).

Kolonların narinliğinin artması ile yerdeğiştirme sonucu ortaya çıkan ikinci merteye etkiler önem kazanır (Celep ve Kumbasar, 2002).

Basınç etkisindeki kolonlarda, narinlik dolayısıyla dayanımındaki azalma %5 değerini aşmıyorsa, bu azalmanın göz önüne alınmasına ihtiyaç yoktur. Kesit karşılıklı etki diyagramları kullanılarak kolon boyutlandırılabilir. TS 500 sınırları göz önünde bulundurulur. Yapılan hesaplar kolonların yatay yerdeğiştirmesi önlenmiş sistemlerde yaklaşık %90 ve önlenmemiş sistemlerde %40'ının kısa kolon kapsamına düştüğünü ve bunlarda narinlik etkisinden dolayı dayanımındaki azalmanın ihmal edilecek düzeyde olduğunu göstermiştir (TS 500, 2000).

Kolonlarda aşırı incelik ve zafiyet kusurları: Binaların giriş ve bodrum katlarında tümü benzer kesite sahip kolonların bir bölümünün diğerlerinden mimari gerekçelerle daha kısa yapılması gibi bir yapısal düzensizliğe rastlanabilmektedir (Karaesmen, 2002).

Narin kolonlarda basıncı taşıyan kolonlarda meydana gelen yer değiştirmelerden dolayı birinci mertebeye momentlere ek olarak, ikinci momentler ortaya çıkar. Bu etkilerin hesaplanması normal binalarda üç adımdan oluşur:

1. Yapı veya yapı elemanlarının yanal yerdeğiştirme yapabilme durumu belirlenir,
2. İkinci mertebeye etkilerinin hesap edileceği yapı elemanlarındaki narinlik bulunarak, verilen sınır değerlerle kıyaslanır,
3. İkinci mertebeye etkilerinin göz önüne alınmasına karar verilirse, gerekli hesabın yapılması son adımı teşkil eder (Eurocode 2, 1993).

“Narin kolon” deyimiyile burkulmanın, taşıma gücüne etkili olduğu kolonlar belirtilmektedir. Kolonun eğilme etkisiyle yaptığı deformasyon sonucu kesite etkiyen (N) normal kuvveti 2. mertebeye momentler oluşturur. Bazı durumlarda bu momentler, boyutlandırmada kesinlikle göz önüne alınmalarını gerektiren, bir önem kazanır (Berktaş, 1989).

Kolon boyut ve kesitinin durumuna, narinliğine, kolonun bulunduğu çerçevenin yatay hareketinin tutulup tutulmadığına göre kolon için uygulanacak hesap yöntemi farklı olmaktadır. Son zamanlarda geliştirilen malzemelerin mukavemeti yüksek olduğundan kolon kesitleri küçülmekte, dolayısıyla narinlik önemli bir parametre olarak ortaya çıkmaktadır. Kolonlarda narinlik etkisi varsa kolonun yatay deplasmanı tutulmuş olsa bile, yük altında yapacağı sehimden dolayı ilave bir moment gelir. Kolonun yatay deplasmanını sınırlayan perde veya duvar gibi elemanlar yoksa kolonun alt ucu ile üst ucu arasında oluşacak izafi yatay deplasmandan dolayı da sehim momentine ilaveten ikinci kez moment artışı olur. Yani, kolona etkiyen dış yüklerin oluşturduğu moment hem narinlikten dolayı hem de yatay deplasmandan kendiliğinden artış gösterir. Narinlik etkisi yok ise yatay deplasmanda yapmaz durumda ise, kolon “Salınımı Tutulmuş Kısa Kolon” olarak adlandırılır (Kaplan, 2004).

Ülkemizde betonarme yapılarda kolon davranışlarının analizleri üzerine pek çok çalışmalar yapılmış, yukarıdaki tüm referanslar bu çalışmalar üzerinedir.

Dünya literatüründe, kolonların davranışları üzerine analizler yapılmıştır. Kwak H.G, Kim J.K tarafından yapılmış ve narin kolonların en son taşıma

kapasiteleri incelenmiştir (Kwak ve Kim, 2004). Yalçın C, Saatcioğlu M. tarafından Elastik olmayan betonarme kolonların güçlendirilmesinin analizi çalışmaları yapılmıştır (Yalçın ve Saatçioğlu, 2000).

Yukarıda da görüldüğü üzere kolon davranışları analizleri üzerine pek çok çalışma yapılmış fakat bunların boyutlandırılmaları özellikle narin kolonlarda nasıl yapıldığı ve kullanılan standartlara göre farklılıklarının inceleneceği bir çalışma yoktur, bu nedenle yapılacak tez çalışmasında bu konudaki boşluğu dolduracak bir çalışmanın yapılması amaçlanmaktadır. Narin kolon analizlerinde kullanılacak standartlar: TS 500 1984, TS 500 2000. Ayrıca narin kolon- kısa kolon farkı irdelenecektir. Bu şekil bir çalışma literatürde olmadığından böyle bir çalışmaya ihtiyaç olduğu açıktır.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Betonarme bir binanın taşıyıcı sistemi, üzerine etkiyen yükleri ve kendi ağırlığını güvenli bir şekilde zemine aktarma işlevini yerine getirebilmelidir. Bu işlevselliği sağlamak için, yapının iskeleti olarak da düşünülebilecek olan taşıyıcı sistemin seçimi ve tasarımı son derece önemli olmaktadır.

“Betonarme Narin Kolonların Analizi” isimli yüksek lisans tez çalışması; ülkemizde inşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan çerçeve ve perdeli – çerçeve (karma) taşıyıcı sisteme sahip betonarme binalarda yapılan narin kolonların farklı yönetmeliklere göre yapım esasları ele alınarak, pratikte yapılmış olan narin kolonlar üzerinde analizler yapılarak aynı binalarda yapılmış olan kısa kolonlarla karşılaştırmasına yönelik bir araştırmadır.

Bu çalışmada, tip binalarda taşıyıcı sistemde bulunan narin kolonlar incelenerek, TS 500/1984 ve TS 500/2000’deki farklılıkları irdelenmiştir. Ayrıca narin kolonlar kısa kolonlar karşılaştırılmıştır, bu yapılırken İnşaat Mühendisliğinde yaygın kullanıma sahip paket programlarından İdeCad Statik IDS 4.01 versiyonu ve Probina Orion versiyon 13.1 paket programları kullanılmıştır. Bu incelemeler yapılırken, “1998 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, “TS 500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, TS 2510 Kargir Duvarların Hesap ve Yapım Kuralları”, “TS 6164 Betonarme Projelerin Çizim ve Tanzim Kuralları” ve diğer ülkelerin kullandıkları önemli yönetmeliklerden başlıcaları, Amerikan Beton Enstitüsü Betonarme Yönetmeliği ACI 318, Birleşik Avrupa için hazırlanan EC2-93 (Eurocode2)’den yararlanılmıştır.

Çalışmamızda kullanılacak iki program (İdeCad Statik IDS 4.01 ve Probina Orion versiyon 13.1) piyasada çokça kullanılan ve sadece betonarme yapı sistemlerinin statik ve dinamik çözümlemesi, boyutlandırılması, projelendirilmesi ve detaylandırılmasında kullanılan programlardır.

Bu programlardan biri İdeCad Statik programıdır. Bu çalışmada İdeCad Statik IDS 4.01 versiyonu kullanılmıştır. İdeCad Statik’te akıllı çerçeve modeli yani yaklaşık çerçeve modeli yerine çubuk ve levhalardan oluşan gerçek 3 boyutlu

çerçeve modeli kullanılmaktadır. Karkas yapıya ait çubuklar, levhalar, eleman ve düğüm numaraları, mesnetlenme şekilleri ve döşeme ağırları, matematik model için otomatik olarak oluşturulur. Bu programda, döşemeler sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanarak kiriş yükleri, döşemelerden gelen yükler ve duvar yükleri yönetmelik koşullarına göre otomatik olarak, tekil, sürekli ve radye temeller tüm yüklemeler dikkate alınarak, yapıdaki tüm elemanların betonarme hesapları ise yönetmeliklerdeki koşullar çerçevesinde yapılır. Yine yönetmeliklerdeki donatı yerleştirme koşullarına uygun olarak donatıların çap ve adetleri belirlenir. Ayrıca İnşaat Mühendislerinin aynı proje üzerinde mimarlarla çalışmasına olanak veren IDS (Integrated Design System) adı verilen Tümüleşik Tasarım Sistemi sayesinde, rahat ve hızlı bir çalışmanın da gerçekleşmesine imkan tanımaktadır (Kaya, 2004).

Diğer program ise, Probina Orion versiyon 13.1 paket programıdır. Probina Orion versiyon 13.1 ile ortogonal ve ortogonal olmayan, ara katlı, kademeli, düzenli / düzensiz taşıyıcı sistemlere sahip bina türü çok katlı yapıların statik, dinamik ve betonarme hesapları yapılabilmektedir. Program, yapıları çözerken 3 boyutlu yapısal modelleme ve yapı ağacı gibi Windows ara yüzünü kullanarak daha hızlı bir çözüm sağlamaktadır. Probina Orion programı matris – deplasman yöntemini kullanarak sonlu eleman çözümlemesi yapar (Kaya, 2004).

Probina Orion farklı gereksinimler dolayısıyla üç ayrı modül olarak bulunmaktadır. Bunlar; Pro Modül, Komple Modül ve Standart Modül'dür. Bu çalışmada Probina Orion Pro Modül Versiyon 13.1 kullanılmıştır (Kaya, 2004).

Probina Orion programının İdeCad Statik programından birinci farkı; plak döşemelerin donatılarının hesabında isteğe bağlı olarak TS 500/2000'deki Moment Katsayıları Yönteminin veya Sonlu Elemanlar Kat Döşemesi Modelinin kullanılabilir olmasıdır. İkinci fark ise, plak döşemelerden kirişlere aktarılan yüklerin hesabında ister Kırılma Çizgileri Yönteminin, ister Sonlu Elemanlar Yönteminin kullanılabilmesidir. Ayrıca Probina Orion'da görsellik daha ön planda olduğundan hata yapma riski azalmaktadır (Kaya, 2004).

Bu çalışmada yapılan hesaplarda bu iki programın tercih edilmesinin başlıca nedenleri ise şunlardır: Hem İde Cad Statik, hem de Probina Orion programları 1998 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, TS 498 ve TS 500/2000 Yönetmeliklerine uygun olarak hesap yapmaktadırlar. Ayrıca her ikisinde de

çizimler, Autocad'in DXF dosya formatını okuyabilen tüm CAD programlarına otomatik olarak aktarılabilir (Kaya, 2004).

Yukarıda bahsedilen iki program da, İnşaat Mühendisliğinin çeşitli alanlardaki uygulamaları için geliştirilmiştir. Betonarme ya da diğer taşıyıcı sistemlere sahip yapıların çözümünde, İnşaat Mühendislerine kolaylıklar sağlayan bu programlar, hesapların güvenilir bir ortamda ve hızlı bir şekilde yapılmasına olanak sağlamaktadırlar.

İdeCad Statik programı ise model oluşturmayı düğüm noktalarına endekslemektedir. Bu nedenle, özellikle bodrum perdeleri oluşturulurken zorluklarla karşılaşmaktadır. Çünkü program aynı düğüm noktasında birden fazla elemanın kenetlenmesine müsaade etmemektedir (Kaya, 2004).

Probrina Orion programında model oluşturma akslar üzerine endekslenmiştir. Bu programda ise bir aks üzerinde üst üste birden fazla eleman yerleştirilmesi mümkün olmamaktadır. Ayrıca bodrum perdelerinin de aks üzerine boylu boyunca yerleştirilmesi gerekmektedir. Bu da perde üzerine gelen yüklerin atanmasında sorunlara neden olmaktadır. Ayrıca, Probrina Orion programıyla taşıyıcı sistemi poligon kolonlardan oluşan betonarme bir bina çözülmek istenildiği zaman, poligon kolonun donatısının elle girilmesi gerekmektedir (Kaya, 2004).

Yukarıda sözü edilen iki paket programla aynı bina çözümlenerek kolon donatı sonuçları incelenecektir.

3.1. Genel Bilgiler

Betonarme yapı sistemlerinin monolitik (bir döküm) özelliği nedeni ile bir elemanın salt aksel yük taşıması mümkün değildir. Aksel yük taşıyan her eleman, küçük de olsa bir miktar kesme kuvveti ve moment de taşır. Özellikle Türkiye gibi, arazinin büyük bir bölümü deprem kuşağı içinde bulunan bir ülkede, depremin oluşturacağı eylemsizlik kuvvetleri nedeni ile bir elemanın moment taşımadığını düşünmek veya varsaymak olanaksızdır. Ayrıca, aksel yük taşıyan elemanlarda betonarme kesiti oluşturan betonun heterojen olması ve olası imalat hatalarından doğan eksen eğrilikleri nedeni ile bir miktar dışmerkezlik (eksantrisite) kaçınılmaz olur (Ersoy ve Özcebe, 2004).

Yapıların boyutlandırılmasında depreme karşı dayanımının da önemli olduğu düşüncesi 1920-1930'lara gitmektedir. Sayısal ölçümlerin eksikliğinin de sonucu olarak, deprem etkisi yapının ağırlığının yaklaşık %10'u bir yatay yük olarak kabul edilmiştir. Ancak, 1960'larda depremlerden elde edilen sayısal bilgiler, daha gerçekçi yük kabullerini beraberinde getirmiştir. Yakın zamanda bilgisayardaki gelişmeler de, taşıyıcı sistemin çözümlenmesini daha ayrıntılı biçimde yapma imkanı vermiştir. Bu arada depremlerden sonra yapılan incelemelerden bir kesitte yeterli eğilme momenti dayanımı bulunmamasının, taşıyıcı sistemin bütünlüğü bozulmamak koşulu ile, her zaman ağır hasara veya göçmeye götürmediği belirlenmiştir. Bunun yanında kesme kuvveti etkisinin karşılanamamasından ortaya çıkan elastik ötesi şekil değiştirmelerin önemli hasara neden olduğu gözlenmiştir. Yapılan çalışmalar normal, orta ve yüksek katlı binaların tipik bir depremde zorlanması durumunda çözümlenmenin elastik veya elastik ötesi davranış esas alınarak yapılmasına bağlı olmaksızın aynı mertebede yatay yerdeğiştirmenin meydana geldiğini göstermiştir. Bir depremde yapının tamamen elastik davranış gösterdiği kabul edilmesi durumunda, yönetmeliklerde öngörülen yüklerin kullanılmasına göre 3 ile 6 kat arasında değişen kesit etkileri ve yerdeğiştirmeler meydana gelir. Bunun sonucu olarak yapılan incelemeler, dikkati dayanımdan elastik ötesi davranışa kaydırmıştır. Taşıyıcı sistemin elastik ötesi yerdeğiştirmelerinin büyük olması veya sünek olması ile deprem enerjisinin sönmülenebileceği ve elemanlar arasında yardımlaşma sayesinde daha büyük deprem etkilerinin karşılanabileceği öne çıkmıştır. Ancak, elastik ötesi şekil değiştirmeler her zaman kolayca güvenilecek bir özellik değildir. Yerine göre bir kısmı süneklik sağlarken bir kısmı da meydana gelen aşırı ikinci mertebeye etkileri nedeniyle sistemin göçmesine sebep olabilir (Celep ve Kumbasar, 2001).

Genel olarak yapı yüksekliği arttıkça boyutlandırmada yapının dayanımının yanında yatay yükler altındaki yerdeğiştirmelerinin de sınırlandırılması gereği belirleyici olmaktadır. Dolayısıyla aynı gerekçe taşıyıcı sistemin seçiminde de göz önünde tutulmalıdır. Betonarme çok katlı yapılara çerçeve tipi taşıyıcı sistem seçerken dikkat edilmesi gerekli özelliklerden bir tanesi kolonların en az iki doğrultuda kirişlerle bir çerçeve oluşturmak üzere bağlanması gerektiğidir. Aksi durumda kolonların bağlanmadığı doğrultuda yeterli rijitlik yoksa ikinci mertebeye

etkileri ve burkulma sorunları ortaya çıkabilir. Ayrıca ülkemizde geçerli olan ve kısaca deprem yönetmeliği olarak bilinen Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te de belirtildiği gibi sistem seçimi sırasında katlardaki kolon eksenlerinin planda üst üste düşmesi sağlanmalıdır (Hasgür ve Gündüz, 1996).

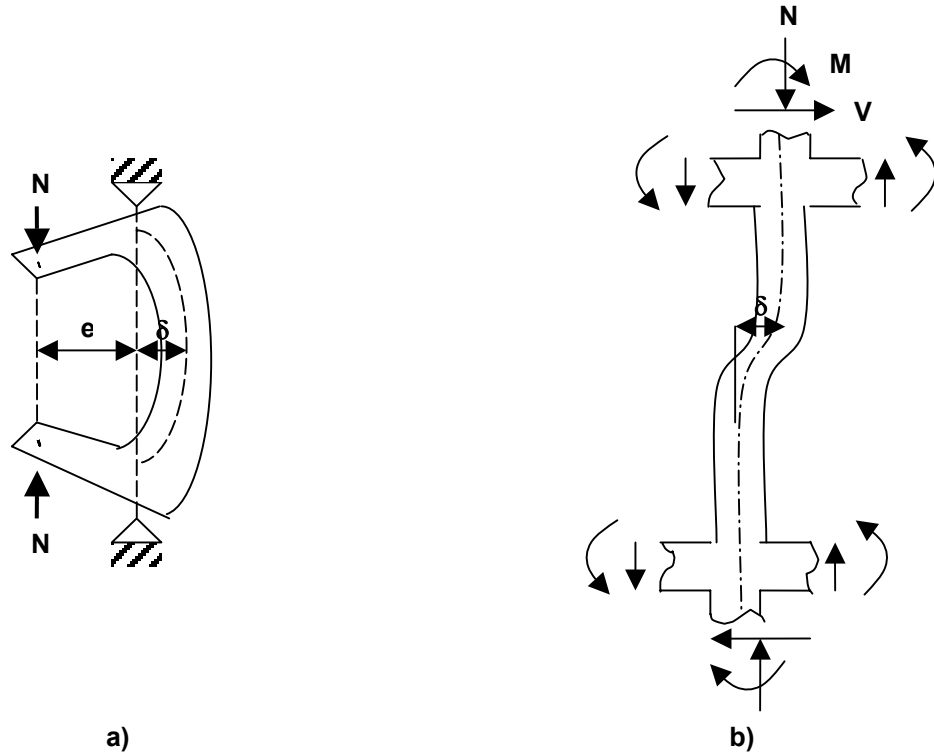
Kolonlar, giriş ve bazen de doğrudan döşemelere mesnetlik yaparak yükleri temeller vasıtasıyla zemine iletirler. Kirişlerle beraber, yatay yük etkilerinin taşınmasında iyi bir taşıyıcı sistem olan çerçeveleri ortaya çıkarırlar. Kolonlar, taşıyıcı sistemin ana elemanlarından sayılırlar. Bunlarda ortaya çıkacak bir hasar tüm taşıyıcı sistemi zayıflatır (Celep ve Kumbasar, 2001).

Betonarme kolonlar genellikle sargı donatısının biçimine bağlı olarak etriyeli ve fretli (spiral donatılı) olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Diğer taraftan kolonlar narin ve kısa kolon olarak da ayrılmaktadır. Ancak bu ayrımı, kolonun görünüşüne bakarak yapmak mümkün değildir. Yapılacak narinlik hesaplarından sonra kolonun narin ya da kısa kolon olduğuna karar verilebilir (Doğangün, 2002). Burada belirtilen dört sınıf kolonun davranışları bu tez çalışmasında incelenmektedir.

Kolon boyut ve kesitinin durumuna, narinliğine, kolonun bulunduğu çerçevenin yatay hareketinin tutulup tutulmadığına göre, kolon için uygulanacak hesap yöntemi farklı olmaktadır. Son zamanlarda geliştirilen malzemelerin mukavemeti yüksek olduğundan, kolon kesitleri küçülmekte, dolayısıyla narinlik önemli bir parametre olarak ortaya çıkmaktadır. Kolonlarda narinlik etkisi varsa kolonun yatay deplasmanı tutulmuş olsa bile, yük altında yapacağı deformasyonlardan (sehimden) dolayı ilave bir moment meydana gelir. Kolonun yatay deplasmanını sınırlayan perde duvar veya dolgu duvar gibi elemanlar yoksa, kolonun alt ucu ile üst ucu arasında oluşacak izafi yatay deplasmandan dolayı da, sehim momentine ilaveten ikinci kez moment artışı olur. Yani kolona etkiyen dış yüklerin oluşturduğu moment, hem narinlikten dolayı hem de yatay deplasmandan dolayı kendiliğinden artış gösterir (Kaplan, 2004).

Betonarme kolonlarda eksenel yüke ek olarak eğilme momenti de etkimektedir. Eğilme sonucu oluşan yerdeğiştirmeler de, eksenel yük nedeniyle ikinci mertbe momentlerine yol açmaktadır. Eğer söz konusu yapıda yeterli rijitlikte perde duvar bulunmuyorsa, katlar arası yanal yerdeğiştirme nedeniyle oluşan ikinci mertbe momentleri çok büyük olabilmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2004).

Kısa kolon deyimiyle ise, yatay ötelenme etkisi ve narinlik etkisi olmayan kolonlar kastedilmektedir. Kısa kolonlarda kolon taşıma gücü, malzeme kalitesine ve kolonun geometrik kesit boyutlarına bağlıdır. Kısa kolonların hesabında bazen moment etkisi ihmal edilebilecek kadar az olabilir. Momentin büyük olması halinde, kolonun hem aksenal yükü, hem de momenti taşıması gerektiğinden, aksenal yük ve moment etkime durumuna göre hesaplar yapılır. (Kaplan, 2004).



Şekil 3.1. Yük altındaki kolonlarda oluşan yerdeğiştirmeler (Ersoy ve Özcebe, 2004)

Betonarme yapılardaki kolonların kesit boyutları, boylarına oranla küçük olduğundan, kolonlar genellikle narin elemanlardır. Kolona etkiyen aksenal kuvvet ve moment, Şekil 3.1(a)'da gösterildiği gibi dışmerkez bir kuvvetle değiştirilebilir. Eğilme etkisi, narin kolon, Şekil 3.1(a)'da “δ” ile gösterilen yerdeğiştirmelere neden olacaktır. Bu durumda kolona etkiyen $M=N \times e$ momentinin yanı sıra, yerdeğiştirme nedeniyle ek bir moment de oluşacaktır. “İkinci mertebe momenti” olarak adlandırılan bu ek moment, aksenal yükün yerdeğiştirme ile çarpımına eşittir $\Delta M = N \times \delta$. Şekil 3.1a)'da gösterilen kolonun maksimum hesap momenti, dış merkezliğin oluşturduğu momente (birinci mertebe momenti), ikinci mertebe

momenti eklenerek bulunur. Kolona uygulanan birinci mertbe momentinin kolon boyunca sabit olmasına karşın, ikinci mertbe momentin yer değiştirmeye göre kolon boyunca değişmektedir. Bu nedenle maksimum moment, yer değiştirmenin en büyük olduğu kolon boyu ortasında oluşacaktır. Gerçek yapılardaki kolonların sınır koşulları ve kolona etkiyen yükler, Şekil 3.1a) 'da gösterilenden çok daha karmaşıktır. Düşey yüke ek olarak yatay kuvvetlerin de bulunduğu durumlarda, eğer yeterli rijit perdeler yoksa, oluşacak yerdeğişirmeler büyük olacak ve ikinci mertbe momentleri yüksek düzeylere erişecektir. Böyle bir kolon Şekil 3.1b)'de gösterilmiştir. Bu durumda birinci mertbe momentin de kolon boyunca sabit olmadığından, birinci ve ikinci mertbe momentlerinin toplanması ile elde edilen maksimum moment, kolon boyu ortasında oluşmayacaktır (Ersoy ve Özcebe, 2004).

Bu tez çalışmasında Kolon Davranışları incelenmektedir. Eksenel Basınca Çalışan Elemanlar (Kısa Kolonlar), Bileşik Eğilmeye Çalışan Elemanlar yani Dikdörtgen Kesitli ve Simetrik Donatılı Kolonlar ve yapını durumuna göre yanal öteleme olup olmadığı incelenerek kolonlarda narinlik etkisi aranarak Narin Kolonlar incelenmiştir. Bu incelemeler TS 500 ve Deprem Yönetmeliği dikkate alınarak yapılmıştır. Narin Kolonların Analizi ve Kısa Kolonlar karşılaştırılması örneklerle incelenmektedir. Bu örnekler İdeCad Statik IDS 4.01, ve Probina Orion pro modül versiyon 13.1 paket programlarıyla yapılmış uygulamakta olan projelerden seçilmiştir. Dolayısıyla bu seçilmiş örneğin yapımı halen devam eden binanın fotoğrafları da tezde gösterilmektedir.

3.2. Eksenel Basınç Etkisindeki Elemanların Taşıma Gücü (TS 500/84)

Normal kuvvet, kesitin tam şekil (ağırlık) merkezinden etkimekte ise bütün liflerde eşit kısalmalar ve basit gerilmeler oluşur. Bu tür elemanlara "basınç elemanı" denir.

Betonarme yapılarda basınç elemanı denince akla kolonlar gelir. Gerçekten de basınç elemanı tanımlamasına en yakın elemanlar kolonlardır. Çünkü genellikle kolonlarda egemen etki, kesite normal etkiyen basınç kuvvetidir. Ancak, betonarme yapıların "monolitik" karakterinden ötürü ⁽¹⁾ kolonlara her zaman N normal kuvveti ile birlikte, M eğilme momenti de etkir. Demek ki eksenel basınç değil, bileşik eğilme (M; N) etkisi söz konusudur. Düşey yük etkisinin tam simetrik olduğu, kolonda hiçbir

moment oluşturmadığı varsayılsa bile yatay yüklerden ötürü –rüzgar, deprem- kolon uçlarında eğilme momentleri doğması kaçınılmazdır. Bu nedenle, günümüz yönetmeliklerinde kolonların salt aksenal basınca göre boyutlandırılması yasaklanmış olup hesap sonucu moment yok sayılacak kadar küçük çıksa dahi boyutlandırmada belirli bir eksantrikliğin –ekselden kaçma- (dış merkezlik) gözönüne alınması gerekir.

TS 500/84, 8.2.6’da en küçük eksantrikliğin (dış merkezliğin) $-e = M / N$ - Etriyeli kolonlarda $e \geq 0.1h$ yada $e \geq 2.5$ cm (h eğilme yönünde kolon boyutu) Fretli kolonlarda $e \geq 0.05d$ yada $e \geq 2.5$ cm (d dairesel kolon çapı) alınması öngörülmektedir.

Böylece, aksenal basınç etkisindeki kolonun, uygulamada var olmayan, teorik bir yapı elemanı olduğu anlaşılmaktadır. O zaman bu durumu incelemeye neden gerek duyulduğu sorulabilir. Nedenler birden fazladır. Sırasıyla:

- ❖ En basit, anlaşılabilir ve kolonlara ön boyut vermede yararlı bir mukavemet durumudur.
- ❖ Bileşik eğilmenin bir limit durumudur. ($N \neq 0, M=0$)
- ❖ Betonarmenin basınç yükü altındaki davranışı ve sünme (creep) ve büzülme (retrait)’nin etkisinin anlaşılması bakımından bulunmaz bir fırsat oluşturmaktadır.

Kolonlar aksenal basınç altındaki davranışları açısından ikiye ayrılır:

1- Kısa kolonlar 2- Uzun-narin kolonlar

Burada "kısa kolon" incelenecektir. "Kısa kolon" deyimini ile narinlik (burkulma) etkisinin söz konusu olmadığı kolonlar anlatılmak istenmektedir. Narinlik etkisi, bileşik eğilmeyle birlikte incelenecektir.

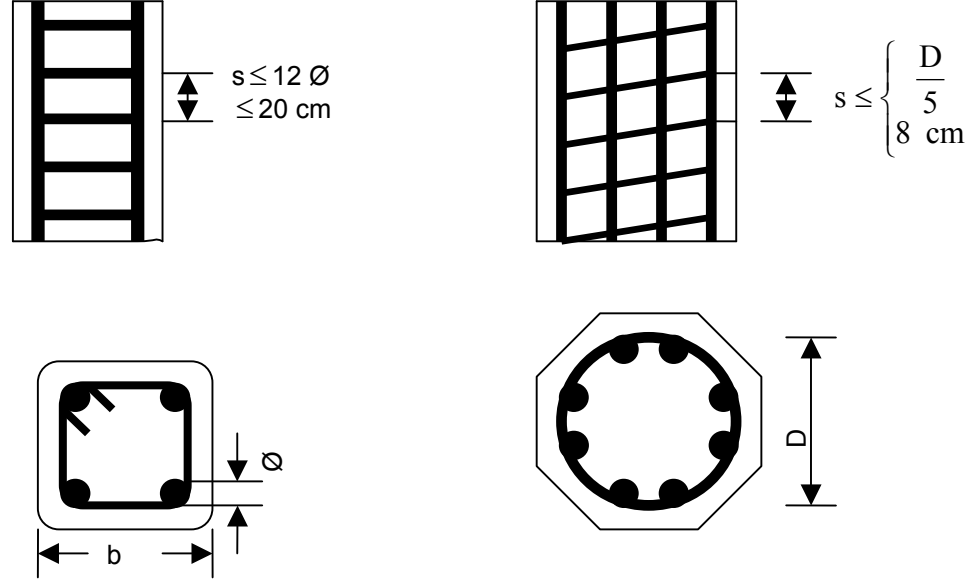
Kullanılan enine donatı biçimlerine göre kolonlar ikiye ayrılır:

1) Etriyeli kolonlar 2) Fretli (sargılı) kolonlar

Şekil 3.2.’de görüldüğü gibi etriyeler, boyuna donatıya ince telle bağlanan ayrı ayrı halkalar halindedir. İzin verilen en büyük etriye aralıkları şekilde gösterilmiştir. Etriyelerin kolon içindeki işlevleri sırasıyla: Boyuna donatı ile birlikte rijit bir çelik

⁽¹⁾Betonarme yapılarda kiriş ve kolonların betonları farklı zamanlarda dökülse de priz yaptıktan sonra tek bir cisim gibi davranırlar. Kiriş kolon birleşimleri rijit birer düğüm noktası oluştururlar.

kafes meydana getirerek, beton dökümü sırasında donatının oynamamasını ve önceden tasarlanmış yerinde kalmasını sağlamak, boyuna donatının burkulma



Şekil 3.2. Etriyeli ve fretli kolonlar (Berktaş,1989)

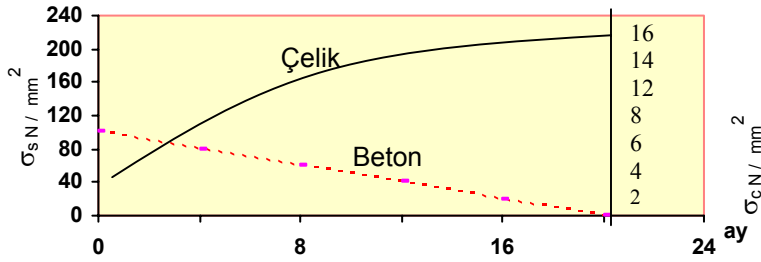
boyunu azaltarak burkulmasını önlemek ve kolondaki yatay kesme kuvvetini karşılamaktır. Fretaj ise boyuna donatıyı saran, sürekli spiral donatıdır. Fretin bir devir sırasında aldığı düşey mesafe "adım" olarak adlandırılır. İzin verilen en büyük adım uzaklığı da şekilde gösterilmiştir. Bu adım uzaklığının etriye aralığına göre çok küçük olduğuna işaret edelim. Fretaj' ın kolon içindeki işlevi etriyenin işlevlerine ek olarak betonu sararak enine genişlemesini önlemek, böylece boyuna doğrultuda ek taşıma gücü ve süneklik –düktilite- kazandırmaktadır.

Emniyet gerilmeleri yöntemi yerine taşıma gücüne geçilmesi, bütün dünyada, bir tartışma süreci içinde gerçekleşmiştir. Yurdumuzda, bugün bile, tasarım ve kontrollük alanında çalışan çok sayıda mühendis, uzun yılların alışkanlığı nedeniyle, yeni yonteme geçilmesinin gereksizliğini savunmaktadır. Oysa eksenel basınç etkisindeki kolonlar konusunda bu tartışma 1930'lu yıllarda sonuçlanmıştır. O yıllarda yapılan deneysel araştırmalar kolonların büzülme ve özellikle sünme nedeniyle emniyet gerilmelerine göre boyutlandırılırken kolonların güvenle taşıyacağı yükü bulmak için, önce kolonun kırılma yükü –taşıma gücü- bulunup bunun 1/3 alınmıştır. Yani güvenlik katsayısı 3 alınmıştır.

3.2.1. Etriyeli ve fretli kolonların yük altındaki davranışı

Etriyeli ve fretli kolonların aksel yük altındaki davranışlarının incelenmesi için, günümüze kadar, çok sayıda araştırma ve deney yapılmıştır. Bunların içinde en geniş kapsamlı olanları 1930-32 yıllarında, ABD’de İllinois ve Lehigh Üniversitelerinde yürütülen bir araştırma programında, yapılan deneylerdir. Betonarme kolonların ani yada uzun süreli yükler altındaki mukavemeti, çeşitli faktörlerin (beton mukavemeti, donatı oranı vb.) değişiminin kolonun taşıma gücüne etkileri incelenmiştir. 564 betonarme kolonun kırıldığı bu araştırmanın önemli birkaç sonucu aşağıda verilmektedir.

1) Sabit yük altında, beton ve çelikteki gerilmelerin, zamana bağlı olarak büyük ölçüde değiştiği, deneysel olarak ve kesinlikle saptanmıştır. Değişikliğin mertebesi hakkında bir bilgi vermek için, 20 ay süreyle sabit yük altında tutulan bir deney elemanındaki beton –çelik gerilmelerinin değişimini incelemek yeterlidir.



Şekil 3.3. Uzun süreli basınç yükü etkisindeki kolonda çelik ve beton gerilmelerinin zamanla değişimi (Berkday, 1989)

20 ay sonunda

$$\sigma_c: 70 \text{ kg/cm}^2 (7 \text{ N/mm}^2) \rightarrow 0$$

$$\sigma_s: 1000 \text{ kg/cm}^2 (100 \text{ N/mm}^2) \rightarrow 2100 \text{ kg/cm}^2 = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c: 1.E_c \rightarrow (1/3).E_c$$

Olayı yorumlayalım:

Görüldüğü gibi başlangıçtaki gerilmelere göre yük (normal kuvvet) işletme yükü mertebesinde. Şu halde deformasyon hesapları için malzeme lineer elastik kabul edilebilir.

Başlangıç anında beton ve çelikteki gerilmeler σ_{c1} ve σ_{s1} ile gösterilirse;

$$N = \sigma_{cl}(A_c - A_{st}) + \sigma_{sl} \cdot A_{st} \quad (3.1)$$

A_c : Beton kesit alanını

A_{st} : Toplam donatı kesit alanını gösteriyor.

1.terim beton kesitin, 2.terim ise çelik donatının taşıdığı eksenel yükü ifade ediyor. Gerçekte A_c nin yanında A_{st} çok küçük kaldığı için net beton kesiti yerine brüt beton kesit alınabilir.

$$N = \sigma_{cl} \times A_c + \sigma_{sl} \times A_{st} \quad (3.2)$$

$$N = A_c \times (\sigma_{cl} + \sigma_{sl} \times A_{st} / A_c)$$

$$A_{st} / A_c = \rho_t \text{ (toplam donatı yüzdesi)} \quad (3.3)$$

yazılırsa;

$$N = A_c (\sigma_{cl} + \rho_t \times \sigma_{sl}) \quad (3.4)$$

Aralarındaki aderans nedeniyle beton ve çelik aynı kısalmayı yapacaktır.

Uygunluk şartı:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{cl}}{E_c}; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \text{ değerleri (3.5)'de yazılırsa;}$$

$$\sigma_{sl} = \sigma_{cl} \times \frac{E_s}{E_c} = n \times \sigma_{cl}$$

(3.6)

Burada $n = \frac{E_s}{E_c}$ modüler oran (3.4)'de yerine yazılırsa;

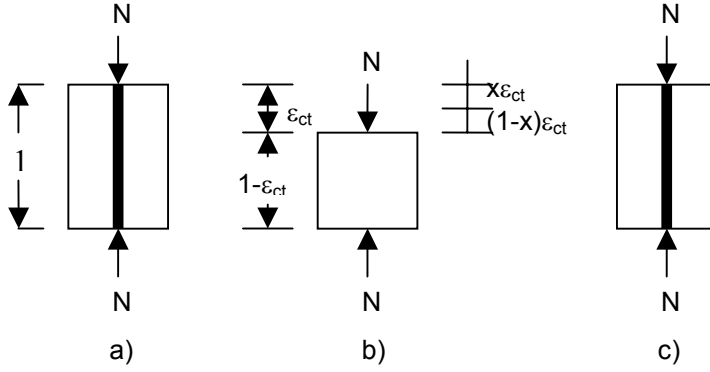
$$N = A_c \times \sigma_{cl} (1 + n \times \rho_t) \quad (3.7)$$

$$\sigma_{cl} = \frac{N}{A_c} \frac{1}{1 + n \times \rho_t}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{N}{A_c} \frac{n}{1 + n \times \rho_t} \quad (3.8)$$

Ani yükleme durumunda başlangıç gerilmeleri (3.8)'den hesaplanabilir. Deney başlangıcında bulunan değerler de bunu doğrulamıştır. Yükün şiddetinin sabit tutularak uzun süre etkimesi sonucu yüke bağlı olarak sünme ve yükten bağımsız olarak büzülme kısaltmaları olacaktır. Beton kısaltma isteyecek, donatıyı da kısaltmaya zorlayacak, çelik donatı bunu kısmen engelleyecektir. Beton çeliğe basınç etkisi

yapacak, tepki olarak çelik de betonda çekme gerilmeleri oluşturacaktır. Sonuçta aderans nedeniyle iki malzemede de kısalma aynı olacaktır.



Şekil 3.4. Uzun süre basınç altında zamana bağlı deformasyonlar (Berktaç, 1989)

Şekil 3.4.(a).’da sabit yük altında birim boyda bir betonarme basınç elemanı görülüyor. (b)’de ise bu eleman donatısız olsaydı, t anındaki ε_{ct} –sünme, büzülme-birim kısalması ifade ediliyor. (c)’de betonarme elemanın t anındaki kısalması ifade ediliyor: Çelik, betonun ε_{ct} toplam birim kısalmasını kısmen önlemiş ve bu arada kendisi de betonla beraber $x \varepsilon_{ct}$ kadar kısalmıştır ($x < 1$).

Çelikteki birim kısalma ve basınç gerilmesi: (Basınç kuvveti ve basınç gerilmeleri alınmıştır.)

$$\varepsilon_s = x \times \varepsilon_{ct} \quad (3.9)$$

$$\sigma_{s2} = -\varepsilon_s \times E_s = -x \times \varepsilon_{ct} \times E_s \quad (3.10)$$

Betonun, donatı tarafından engellenen birim kısalması; yada diğer bir deyişle donatılı betonun donatısız betona göre birim uzaması ve betondaki çekme gerilmesi;

$$\varepsilon_c = (1 - x) \times \varepsilon_{ct} \quad (3.11)$$

$$\sigma_{c2} = \varepsilon_c \times E_c = (1 - x) \times \varepsilon_{ct} \times E_c \quad (3.12)$$

$$\text{Denge Şartı: } F_{sc} + F_{ct} = 0 \quad (3.13)$$

F_{sc} : Çelikteki basınç kuvveti

F_{ct} : Betondaki çekme kuvveti

$$A_{st} \times \sigma_{s2} + A_c \times \sigma_{c2} = 0$$

$$A_{st} \times x \times \varepsilon_{ct} \times E_s + A_c \times (1-x) \times \varepsilon_{ct} \times E_c = 0$$

Bu ifadede $\rho_t = A_{st} / A_c$; $n = E_s / E_c$ değerleri yerlerine yazılıp sadeleştirilirse:

$$n \times \rho_t \times x + (1 - x) = 0$$

$$x = \frac{1}{1 + n \times \rho}$$

(3.14)

x'in (3.13)'de bulunan değeri (3.10) ve (3.12)'de yerine yazılarak:

$$s_{s2} = -\frac{1}{1 + n \times \rho_t} E_s \times \varepsilon_{ct} \text{ (basınç)}$$

$$s_{c2} = +\frac{\rho_t}{1 + n \times \rho_t} E_s \times \varepsilon_{ct} \text{ (çekme)} \quad (3.15)$$

Burada:

ε_{ct} : Betonun uzun süreli toplam birim deformasyonu

σ_{s2} : Çelikte sünme ve/veya büzülme nedeniyle oluşan basınç gerilmesini

σ_{c2} : Betonda sünme ve/veya büzülme nedeniyle oluşan çekme gerilmesini gösteriyor.

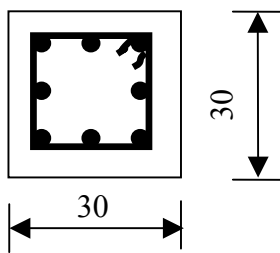
Böylece uzun süreli gerilmeler hesaplanırsa;

$$\sigma_s = -\sigma_{s1} - \sigma_{s2}$$

$$\sigma_c = -\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \quad (3.16)$$

Yukarıdaki teorik yaklaşım, şekil 3.4.'de belirtilen deney sonucuyla uyum halindedir.

Örnek 3.1. 30/30 kesitinde bir betonarme deney kolonunun boyuna donatısı $8\phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$ dir. Bu deney elemanı $N=800 \text{ kN}$ aksenal basınç altında uzun süre tutuluyor.



$E_s = 2 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$; $E_{c28} = 2.7 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$; Malzeme C16 / S 420 $\phi_{cc} = 2.0$; $\varepsilon_{cs} = 3 \cdot 10^{-4}$ olduğuna göre: Beton ve çelikteki a) Ani gerilmeleri b) Uzun süreli gerilmeleri hesaplayınız.

Çözüm 3.1.

$$a) \rho_t = 16.08/900=0.018; n = 2 \cdot 10^4 / 2.7 \cdot 10^3 = 7.41$$

Ani gerilmeler (3.8) bağıntılarından:

$$\sigma_{c1} = \frac{-800}{900} \cdot \frac{1}{1 + 7.41 \times 0.018} \cong -0.78 \text{ kN/cm}^2 \text{ (basınç)}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{-800}{900} \cdot \frac{7.41}{1 + 7.41 \times 0.018} \cong -5.81 \text{ kN / cm}^2 \text{ (basınç)}$$

b) Rötire ve sünme nedeniyle kısalmalar:

$$\text{Sünmeden gelen birim kısalma } \varepsilon_{cc} = \frac{N_g}{A_c} \times \frac{\Phi_{cc}}{E_{c28}} = \frac{800}{900} \times \frac{2}{2700} \cong 0.0007$$

$$\text{Toplam birim kısalma } \varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{cs} = 0.0007 + 0.0003 = 0.0010$$

Bu kısalmadan doğan gerilmeler (3.15)'den:

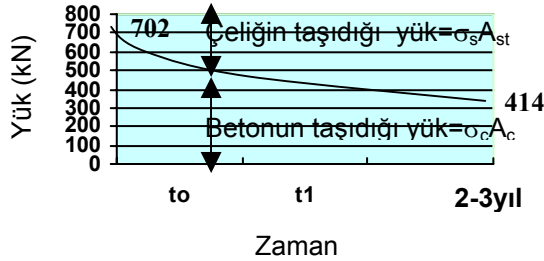
$$\sigma_{c2} = \frac{0.018}{1 + 7.41 \times 0.018} \times 2.10^4 \times 10 \cdot 10^{-4} = +0.32 \text{ kN / cm}^2 \text{ (çekme)}$$

$$\sigma_{s2} = \frac{1}{1 + 7.41 \times 0.018} \cdot 2.10^4 \times 10 \times 10^{-4} = -17.65 \text{ kN / cm}^2 \text{ (basınç)}$$

Uzun sürede toplam gerilmeler:

$$\sigma_c = -0.78 + 0.38 = -0.46 \text{ kN/cm}^2 \text{ (basınç)}$$

$$\sigma_s = -5.81 - 17.65 = -23.46 \text{ kN/cm}^2 \text{ (basınç)}$$

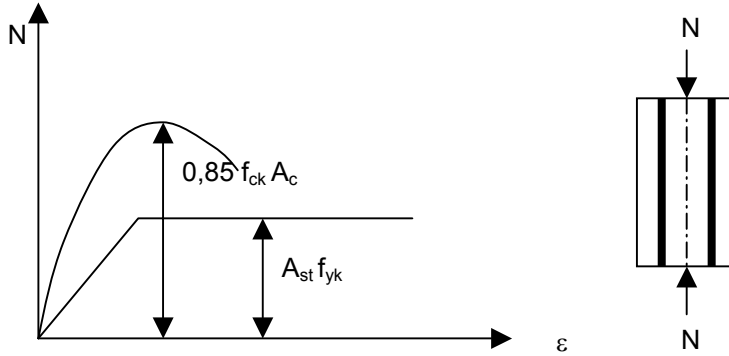


Şekil 3.5. Eksenel basınç kuvvetinin beton ve çelikle karşılanan bölümlerinin zamanla değişimi (Berktaş, 1989)

Şekil 3.5.'de gerek çözülen örneği, gerekse genel olarak kolonda, beton-çelik arasındaki yük alışverişini özetliyor. Beton üzerindeki yükün bir bölümünü, zaman içinde, çeliğe aktarıyor. Bu olaya "yeniden dağılım" (redistribition) yada "uyum" denir. Burada iki malzeme arasında bir yeniden dağılım söz konusudur. Bunun dışında ilerde görüleceği gibi, kesitten kesite yeniden dağılım -çok zorlanan mesnet kesitinin dönerek üzerindeki momentin bir bölümünü bitişik kesite aktarması- yada aynı kesitin lifleri arasında yeniden dağılım- çok zorlanan uç liflerin büyük deformasyon yaparak üzerindeki gerilmenin bir bölümünü içteki liflere aktarması- betonarmenin, kendine özgü, önemli bir davranış özelliğidir.

Üzerinde çok durulan bu önemli deney, kolonların emniyet gerilmeleri yöntemiyle hesaplanamayacağını kanıtlamıştır. Ayrıca Şekil 3.5.'den görüldüğü gibi, zaman içinde, taşınan toplam yükte bir değişiklik olmamaktadır. Bu da kolonların, taşıma gücü yöntemiyle pek de güzel hesaplanabileceğini göstermektedir.

2) Yapılan deneyler, kolonların, çeliğin akma gerilmesine betonunda silindir basınç dayanımının %85'ine ulaşmasından sonra kırıldığını göstermektedir. İki malzemenin birinin, tek başına dayanım değerine ulaşması kolonun yıkılmasına yetmemektedir. Bu anda malzeme, kendi üzerine gelen gerilmelerin bir bölümünü, henüz dayanım limitine gelmemiş malzemeye aktarmakta ve kolon yük taşımaya devam etmektedir. Şekil 3.6.'da görüldüğü gibi genellikle önce donatı akmakta ve artık bir kuvvet alamamaktadır. Artan yük tamamen beton tarafından karşılanmakta, bu da betonu hızla sınır birim deformasyona götürmektedir. $\epsilon_{cu} \cong 0,002 \sim 0,0025$ dolayında beton ezilmektedir. Betonun, silindir basınç dayanımına değil de bunun %85'ine ulaştığı anda ezilmesi kolon içindeki betonun, silindirde olduğu kadar iyi sıkıştırılmaması, iri daneli betonun kolonun alt bölgesine çökmesi, üst bölgede sulu

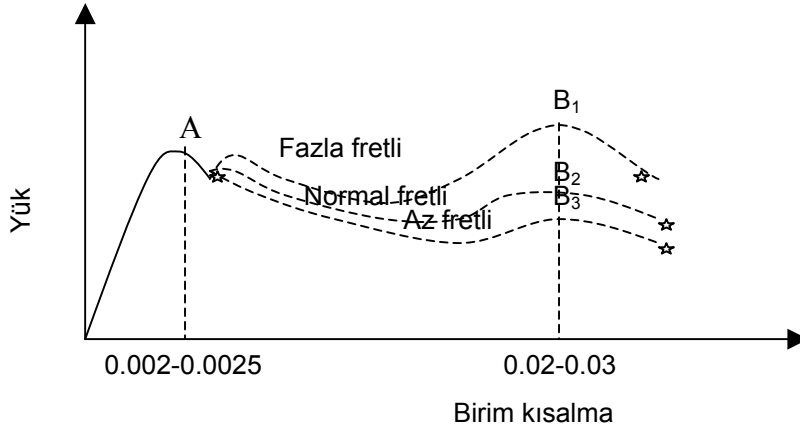


Şekil 3.6. Kırılma anında, kolonda, beton ve çeliğin taşıdığı yükler (Berktaş, 1989)

ince daneli beton kalması ve kolon ile silindir boyutları arasındaki farkla açıklanmaktadır. Kolonların ancak her iki malzemenin dayanım sınırına ulaşması ile yıkılabileceğinin saptanması, taşıma güçlerinin, gerçeğe oldukça yakın hesaplanabileceği sonucunu beraberinde getirmektedir.

3) Sözü geçen deneylerle Etriyeli ve fretli kolonların artan yük altındaki davranışları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Aynı kesit ve boyuna donatılı etriyeli ve fretli kolonlarda:

a) Etriyeli kolonların taşıma gücünün tükenmesine kadar etriyeli ve fretli kolonların davranışı aynı olmaktadır.

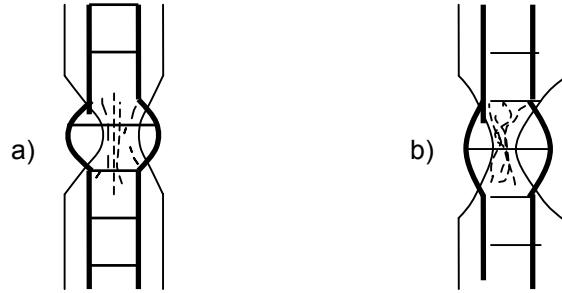


Şekil 3.7. Etriyeli ve fretli kolonların artan yük etkisinde davranışı (Berktaş, 1989)

Bu olay, betonun ezildiği ve çeliğin aktığı A tepe noktasına ulaşınca kadar fretlerin çalışmadığını, yani gerilme almadıklarını göstermektedir. Fretler çalışsaydı, başlangıçtan A tepe noktasına kadar etriyeli ve fretli kolonların davranışı özdeş olmayacaktı. Gerçekten de sözü geçen deneylerde fretler üzerinde yapılan ölçümler, açıklamayı kanıtlamıştır.

b) A tepe noktasına ulaşıldığında, etriyeli kolonlarda, beton maksimum birim kısaltmaya erişmiş ($\epsilon_{cu} = 0.002 \sim 0.0025$, $\sigma_c = 0.85f_c$), çelik donatı ise akmış olduğundan ($\epsilon_s = \epsilon_{yd}$) güç tükenmesi oluşur ve kolon kırılır.

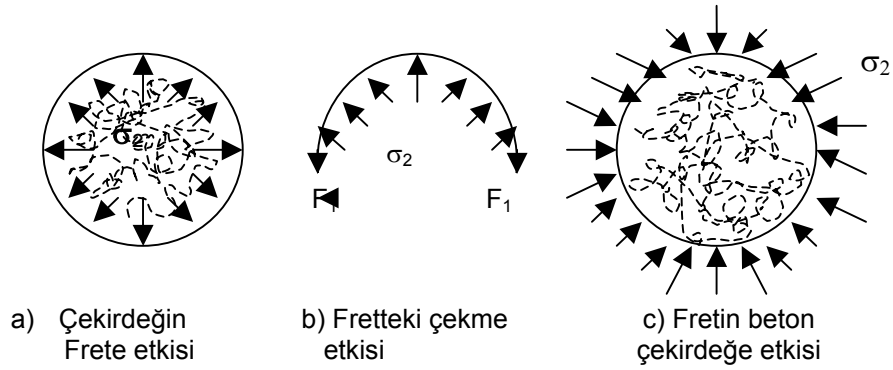
Kırılma betonun ezilmesi ve boyuna donatının burkulması ile gerçekleşir (Şekil 3.8.a). Genellikle etriye aralığı bu durumda, boyuna donatının burkulmasını önleyecek kadar sık değildir. Ancak etriyelerin çok yetersiz olması durumunda, erken burkulma olayı ortaya çıkar ki, bu kolonun taşıma gücüne erişmeden kırılmasına neden olur (Şekil 3.8.b).



Şekil 3.8. Etriyeli kolonun kırılması a) Normal etriyeli kolon b) Yetersiz etriyeli kolon (Berktaş, 1989)

Fretli kolonlarda ise, fretlerin dışında kalan beton kabuk çatlar, yer yer dökülür ve artık yük taşıyamaz hale gelir. Fretlerin içinde kalan çekirdek kesitinde ise yanal deformasyonlar başlar ve bunlar fretleri açılmaya zorlar. Tepki olarak fretler de çekirdek betonunun genişlemesini önlemeye çalışır. Böylece fretlerde çekme, çekirdek betonunda ise kuvvet doğrultusuna dik yönde basınç gerilmeleri oluşur. Bu da kuvvet doğrultusundaki beton dayanımını artırır.

Ancak A tepe noktası geçildiğinde, kabuk betonun döküldüğü ve fretler henüz tam kapasiteyle çalışmadıkları için, şekilde görüldüğü gibi, betonun taşıma gücünde azalma görülür.



Şekil 3.9. Fretlerle, kolon betonunun karşılıklı etkileri (Berktaş, 1989)

c) Fretler tam olarak çalışmaya başladıktan sonra kolon taşıma gücü açısından ikinci bir tepe noktasına B ye ulaşır. B noktasındaki taşıma gücünün değeri fret yüzdesine bağlıdır.

Eğer fret yüzdesi, kolona, taşıyıcı niteliğini yitirip dökülen kabuk betonun taşıma kapasitesine eşdeğer bir taşıma gücü kazandırıyorsa (B) noktasındaki taşıma gücü (A) ya eşit olur. Bu fret yüzdesine normal (ideal) fret yüzdesi denir.

Normal yüzdenin üstünde fretle donatılmış kolonlarda ise (B) tepe noktasındaki değer (A)'dakinden büyük olur.

d) Gözlenen diğer bir olgu ikinci tepe noktasına varıldığında kolonlardaki birim deformasyonun (kısalmasının) birinci tepe noktasındaki değerinin 10 katına ulaşmasıdır ($\epsilon_{cu} = 0,02 \sim 0,03$). Bu değer kabul edilebilecek ölçülerin çok üzerindedir (3 m. Yüksekliğinde bir kolon için $D_1 = 6,0 \sim 9,0$ cm).

Bazı yönetmelikler fretli kolonun taşıma gücünün ikinci tepe noktasına göre hesaplanmasını önermekte fakat deformasyona sınırlamalar getirmektedir. Bu görüş giderek terk edilmekte ve yeni yönetmeliklerde, aşağıdaki nedenlerle, fretli kolonun taşıma gücünün de etriyeli kolonlar gibi (birinci tepe noktasına göre) bulunması istenmektedir.

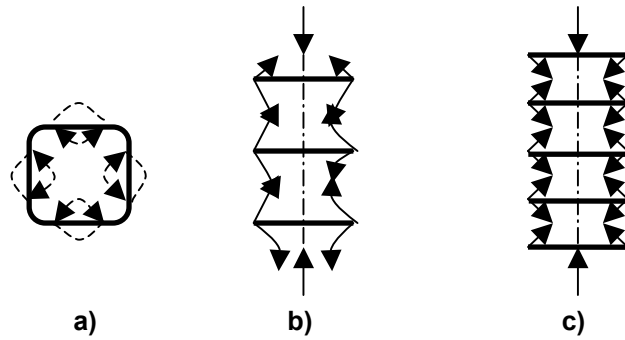
Deformasyonlar çok büyüktür; yapıda ek gerilmeler doğurur.

Kabuk betonu dökülmüş bir kolonun yapı içinde kullanılmayacağı açıktır.

Birinci tepe noktasının aşılmasından sonra kolonun taşıma gücündeki azalmadan ötürü yükün kalan kısmının bitişik kolonlara aktarılması gerekir. Bunun yeterince yapılabileceği ve diğer kolonların durumu belirli değildir.

Bu durumda, fretlerin kolon taşıma gücüne etkisi göz önüne alınmayacağına göre, "kolonu fretli yapmanın yararı nedir?" sorusu akla gelmektedir. Bu soru, fretli kolonlarda, etriyeli kolonlara oranla kuvvet deformasyon eğrisinin altında kalan alanın çok büyük olduğu ve böylece enerjiyi yutma (absorbe etme) kapasitesinin fazla olduğu için ender rastlanılacak şiddetli etkilere karşı (deprem) daha sünek (düktil) davranış sağlanabildiği biçimde yanıtlanmaktadır. Belirtilmesi gereken bir nokta da fretli kolonların, etriyeli kolonlara oranla daha pahalıya mal olduğudur. Çünkü fretler büyük donatı sarfını gerektirmektedir.

Daha sonra yapılan deneyler, dikdörtgen etriyelerin, ne kadar sık konulursa konulsun, fretler kadar etkili olmadıklarını göstermektedir. Bunun nedeni dikdörtgen etriyelerin, ancak köşe bölgelerinde betona yanıl basınç uygulayabilmeleridir; kenarlar boyunca ise betondan gelen yanıl basınç nedeniyle etriyeler dışı doğru eğilmekte ve etkili olamamaktadır. Fretler ise aksenel dairesel çekme etkisinde kalırlar ve tepki olarak betona çevre boyunca üniform yayılı yanıl basınç uygularlar.



Şekil 3.10. Kare etriyelerle betonun sarılması ve etriye aralığı ile sarma-kuşatma-nın etkinliği arasındaki ilişki (Berktaş, 1989)

Şekil 3.10a.'da etriyelerin dışa eğilmesini önleyecek ve etkinliğini artıracak faktör etriye çapının kenar boyuna oranıdır. Bu oran büyüdükçe sarılma etkisi artar, b ve c'de ise etriye aralığının çekirdek uzunluğuna oranının etkisi görülüyor. Aralığın büyük olması sarılmamış beton hacmini artırırken etriye etkinliğini azaltıyor. Aralığın küçülmesi hem sarılmamış beton hacmini azaltıyor, hem de betondaki kemerlenme etkisini artırarak etriyenin etkinliğini sağlıyor.

Özetlenirse, deney sonuçlarında, etriyeler sık da olsa mukavemette dikkate değer bir artış gözüküyor. Buna göre etriyeli kolonlar tek eksenli basınç durumuna göre hesaplanmalıdır. Ancak etriyelerin yeterli çap ve sıklıkta olması, sünekliği (düktiliteyi) arttırıyor. Deprem bölgelerindeki yapılarda –yurdumuzda- bunun önemi büyüktür.

3.2.2. Etriyeleli kısa kolonların taşıma gücü

Yukarıda açıklandığı gibi, kolon taşıma gücünü, betonun silindir mukavemetinin %85'ine, donatının ise akma gerilmesine erişmesi ile kaybetmektedir. Buna dayanarak TS-500/84'de kolon taşıma gücünün şu şekilde saptanması istenmektedir.

$$N_o = \varphi (0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_{st})$$

(3.17)

N_o = Kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

f_{cd} = Betonun hesap dayanımı ($f_{cd} = f_{ck} / 1.5$)

f_{yd} = Çelik hesap dayanımı ($f_{yd} = f_{yk} / 1.15$)

A_c = Brüt beton alanı

A_{st} = Toplam boyuna donatı alanı

φ Bir katsayı, etriyeli kolonlarda $\varphi = 1.00$; fretli kolonlarda $\varphi = 1.10$

Buna göre malzemesi, kesiti ve boyuna donatısı bilinen bir kısa kolonun taşıma gücünü (3.17) yardımıyla hesaplanabilir.

$$N_o = A_c (0.85 \times f_{cd} + A_{st} / A_c \times f_{yd}) \text{ (Etriyeleli kolonlarda } \varphi=1.00)$$

$\rho_t = A_{st} / A_c$ ile gösterilirse

$$N_o = A_c (0.85 \times f_{cd} + \rho_t \times f_{yd})$$

Parantez içindeki değer f_i ile gösterilirse:

$$N_o = A_c \times f_i \quad (3.18)$$

$f_i = (0.85x f_{cd} + \rho_t x f_{yd})$ itibari (fiktif) dayanım

(3.18) ifadesi şöyle yorumlanabilir. Kolonun taşıma gücü, beton kesit alanı cinsinden bulunabilir. Fakat malzemenin dayanımı betondan daha yüksektir, yani itibari bir malzemedir. Kolonların yalnızca aksenal yüke göre hesaplanmasının yasaklandığı başlangıçta belirtilmişti. Ancak statik hesaba başlangıç olarak kolonlara ön boyut verilmesinde (3.18) yararlanılabilir. Çizelge (3.1)'de beton ve çelik türleri için ve değişik donatı yüzdeleri için f_i değerleri verilmiştir.

$$A_c = \frac{N_o}{f_i} \quad (3.19)$$

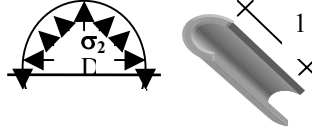
Çizelge 3.1. Değişik beton ve çelik türleri için f_i itibari mukavemet değerleri (MPa) (Berktaş, 1989)

$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c}$	S 220				S 420			
	C 14	C 16	C 20	C 25	C 14	C 16	C 20	C 25
0.008	9.5	10.6	12.9	15.7	10.9	12.0	14.3	17.1
0.010	9.8	11.0	13.2	16.1	11.6	12.7	15.0	17.8
0.012	10.2	11.4	13.6	16.5	12.3	13.4	15.7	18.5
0.014	10.6	11.7	14.0	16.8	13.0	14.2	16.4	19.3
0.016	11.0	12.1	14.4	17.2	13.8	14.9	17.2	20.0
0.018	11.4	12.5	14.8	17.6	14.5	15.6	17.9	20.7
0.020	11.8	12.9	15.2	18.0	15.2	16.4	18.6	21.5
0.022	12.1	13.3	15.5	18.4	16.0	17.1	19.4	22.2
0.024	12.5	13.7	15.9	18.8	16.7	17.8	20.1	22.9
0.026	12.9	14.0	16.3	19.1	17.4	18.6	20.8	23.7
0.028	13.3	14.4	16.7	19.5	18.2	19.3	21.6	24.4
0.030	13.7	14.8	17.1	19.9	18.9	20.0	22.3	25.1

3.2.3. Fretli kısa kolonların taşıma gücü

TS 500/84 fretli kolonların taşıma gücünün de, etriyeli kolonlar gibi, (3.17) ifadesiyle bulunması, ancak fretli kolonların düktil davranışı dikkate alınarak, bu değerlerin %10 artırılması öngörülmektedir. Bu kolonlarda, ikinci tepe noktasındaki dayanımın da birinci tepe noktasındakine eşit olması, yani normal (ideal) fret yüzdesi ile donatılması uygun olacaktır.

Bunu saptayabilmek için, fretlerin taşıma gücüne nasıl katkı sağladığını incelemek gerekir. Önce fret yerine betonun etrafının çepeçevre çelik bir boru ile kuşatıldığı düşünülün. Şekil 3.11.'de bu borunun birim yükseklikteki bölümünün ortasından yapılan düşey kesim görülüyor.



Şekil 3.11. Borunun ortasından yapılan düşey kesim (Berktaç, 1989)

Yatay kuvvetlerin denge şartından:

$$2F_t = \sigma_2 \times D$$

$$F_t = \sigma_2 \times D/2$$

F_t nin alabileceği maksimum değer çeliğin akma gerilmesine (f_{ywd}) ulaşılmasıyla oluşur.

$$F_t = A_{sw} f_{ywd} = \sigma_2 \times D/2$$

$$\sigma_2 = \frac{2A_{sw} \times f_{ywd}}{D}$$

Burada:

σ_2 : Genişlemek isteyen betonun çelik boruya, tepki olarak çelik borunun betona uyguladığı yatay gerilme

A_{sw} : Çelik borunun kesit alanı

f_{ywd} : Çeliğin akma hesap dayanımı

D: Çekirdek çapı

Deneyler göstermektedir ki, enine doğrultudaki σ_2 gerilmesi ile sıkıştırılan kolon, boyuna doğrultuda birim alan için $\sigma_1 = 4\sigma_2$ ek bir taşıma gücü kazanmaktadır.

$$\sigma_1 = 4 \sigma_2 = \frac{8A_{sw} \times f_{ywd}}{D}$$

Birim alanın boyuna doğrultuda kazandırdığı ek taşıma gücü

Bütün çekirdek alanı için kazanılan ek taşıma gücü

$$N_s = \frac{\pi \times D^2}{4} \cdot \frac{8A_{sw} \times f_{ywd}}{D} = 2(\pi \times D \times A_{sw}) \times f_{ywd}$$

$A_{sp} = \pi \times D \times A_{sw}$ ile gösterilirse (birim yükseklik donatı hacmi)

$$N_s = 2A_{sp} \times f_{ywd} \quad (3.20)$$

Çelik çember yerine fret kullanıldığına göre birim yükseklikteki fret hacmi

$$A_{sp} = \frac{\pi \times D \times A_o}{s} \quad (3.21)$$

Burada;

A_o : fret donatısının kesit alanı

s : adım uzaklığı

Şu hale göre A_{sp} değerlerine eşdeğer boyuna donatı olarak bakılabilir. Ne var ki bu eşdeğer boyuna donatının etkinliği normal boyuna donatının iki katı olmaktadır. Normal (ideal) fret yüzdesi, çatlayıp taşıma gücünü kaybeden beton kabuğunun taşıdığı yükü taşıyabilecek fret yüzdesi olarak tanımlanmıştır. Buna göre:

$$0.85 \times f_{cd} \times \frac{\pi}{4} \times (d^2 - D^2) = 2 \times A_{sp} \times f_{ywd}$$

$$A_{sp} = 0.425 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \times \frac{\pi D^2}{4} \times \left[\left(\frac{d^2}{D^2} \right) - 1 \right]$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} \text{ denirse}$$

Normal (ideal) donatı yüzdesi

$$\rho_s = 0.425 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \times \left[\left(\frac{d^2}{D^2} \right) - 1 \right]$$

TS 500/84'de biraz güvenlik tarafında kalınarak

$$\rho_s = 0.425 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \times \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \quad (3.22)$$

d : kolon dış çapı

D : çekirdek çapı

A_c : kolon kesitinin brüt beton alanı

A_{ck} : çekirdek kesitinin brüt beton alanı

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{\pi \times D \times A_o}{s \times A_{ck}} = \frac{\pi \times D \times A_o}{s \times \frac{\pi \times D^2}{4}} = \frac{4 \times A_o}{s \times D} \quad (3.23)$$

ρ_s (3.22)'den hesaplandıktan sonra, (3.23)'de A_o yada s den biri seçilir –genellikle fret donatısı seçilir- diğeri hesaplanır. Sonucu kolon boyutundan kurtarmak ve hesabı çabuklaştırmak için

$$F_r = r_s D = \frac{4 \times A_o}{s} \quad (3.24)$$

F_r = Fret sayısı

Çizelge 3.2. Fret katsayıları (Berkday, 1989)

Adım uzaklığı s (cm)	Fret donatısı çapı				
	φ6	φ8	φ10	φ12	φ14
3.0	0.373	0.667	1.053	1.507	2.053
3.5	0.320	0.571	0.903	1.291	1.760
4.0	0.280	0.500	0.790	1.130	1.540
4.5	0.249	0.444	0.702	1.004	1.369
5.0	0.224	0.400	0.632	0.904	1.232
5.5	0.204	0.364	0.575	0.822	1.120
6.0	0.187	0.333	0.527	0.753	1.027
6.5	0.172	0.308	0.486	0.695	0.948
7.0	0.160	0.286	0.451	0.646	0.880
7.5	0.149	0.267	0.421	0.603	0.821
8.0	0.140	0.250	0.395	0.565	0.770

(3.22)'den ρ_s , (3.24) den $F_r = \rho_s \times D$ hesaplanır. Çizelgeden F_r değerleri bulunarak çap ve adım seçilir.

3.2.4. Kolonlarda ön boyutlandırma

Ön boyutlandırmanın üzerinde ayrıca durmak gerekir. Çünkü ön boyutlandırma mühendislik deneyimi isteyen, hata yapılırsa ciddi sonuçları olabilecek bir sorundur. Hiperstatik sistemlerin çözümlerinde, çubukların eğilme rijitliklerinin -EI- bilinmesi gerekir. Eğilme rijitlikleri ön boyutlara göre hesaplanır ve yapısal analizin çeşitli evrelerinde (düşey yüklere göre hesap-yatay yüklere göre hesap- deprem, rüzgar etkilerine göre hesap) bu değerler kullanılır. Sonuçta bütün bu hesaplar yapıp, bulunan en elverişsiz kesit tesirlerine göre elemanların betonarme kesit hesapları yapılır ve donatılır. Bu son evrede ön boyutlandırma verilen kesitler yetersiz kalırsa, mühendis, boyutları değiştirip statik hesapları yinelemek yada boyutları değiştirdiği

halde, yanlış olduğunu bilerek eski kesit tesirlerini kullanma seçenekleri ile karşı karşıya kalır. Her iki seçeneğin de kötü olduğu açıktır. Taşıma gücü yönteminde, malzeme hesap mukavemetine çalıştırıldığı için, yöntem mekanik biçimde uygulanırsa, alışılmış kolon kesitlerine göre, **narın kolonlarla** karşılaşılma olasılığı artar. Bu da ek olarak stabilite –burkulma- sorunları çıkarır.

Ayrıca kolonlara aksel yükü göre ön boyut verilecektir. Oysa kolonlar, evvelce de belirtildiği gibi, bileşik eğilme etkisindedir ve kesin hesapları buna göre yapılacaktır. Eğilme momentinin olumsuz etkisini başlangıçta dikkate almak gerekir. Bu etki her kolon için aynı değildir. Üst katlarda normal kuvvet küçüktür. Bu nedenle moment etkisi, eksantriklik $-e = M/N$ - önem kazanır. Alt katlarda ise düşey yükten gelen kolon momentleri daha az, depremden gelen kolon momentleri ise önemli ölçüde artar. Fakat normal kuvvetteki artış, bunlarla karşılaştırılmayacak ölçüde fazladır. Ortalama olarak normal kuvvet katların sayısı kadar artar. Eksantriklik ve momentin önemi azalır. Demek ki kattan kata ve bir kat içinde kolondan kolona değişebilecek eksantriklik etkisini ön boyut verirken dikkate almak gerekiyor. Yine ayrıca henüz ön hesap aşamasında olduğundan, kesin kolon yükleri bulunmuş değildir. Büyük bir olasılıkla, yük alanları yardımıyla hesaplanmış, yaklaşık kolon yükleri vardır. Bütün bu belirsizliklere karşın, sonradan güç durumda kalmamak için, bir önlem alınmalıdır. Kolonlara ön boyut verirken, yaklaşık kolon yükünün bir katsayı α ($\alpha \geq 1$) ile çarpılmasının iyi sonuç verdiği kanısındadır. Bu α değerleri taşıyıcı sistemin özelliklerine ve yapının katlarının sayısına göre tasarımcı mühendisçe belirlenmelidir. Bir matematik kesinlik taşımamak ve sistemin özelliklerine göre mutlaka değiştirilmek kaydı ile:

En üstten iki kat için köşe ve kenar kolonlarda $\alpha = 2.0$

Orta kolonlarda $\alpha = 1.5$

En alttan iki kat için köşe ve kenar kolonlarda $\alpha = 1.5$

Orta kolonlarda $\alpha = 1,2$ değerleri kullanılır.

Gerekli beton kesit:

$$A_c = \alpha \times \frac{N}{f_i} \quad (3.19)$$

Kuşkusuz deneyimli mühendisler, böyle bir işleme gerek duymadan, hesap sonucu bulunan kesit alanını, kolonun konumuna göre, biraz büyüterek seçerek sorunu çözebilirler.

3.2.5. Kolonlarda boyut ve donatı sınırlamaları

En küçük boyutlar: TS 500/84, 12.3.1'e göre, kolonların en küçük enkesit boyutları 25 cm'den az olmamalıdır. Ancak I, T, L kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 20 cm olabilir. Deprem Yönetmeliği ise, 6.6.2'de kolonların en küçük boyutunun 25 cm'den yada kat yüksekliğinin 1 / 20'sinden küçük olmayacağını, yuvarlak kolonlarda çapın en az 30 cm olacağını belirtmektedir. Ayrıca kolon geniş kenarının, dar kenara oranı en fazla 3.00 olabilir. Bu oran ≥ 5 olursa kolon perde sınıfına girer. $3 < h / b < 5$ olan kolonlar çalışma tarzının belirsizliği nedeniyle istenmez. Yapılırsa, hem kolon hem de perdelerin sağlaması gereken koşullar aranır. Örtü beton kalınlığı, içteki elemanlarda 2.0 cm dıştaki elemanlarda ise 2.5 cm'den az olmamalıdır.

Boyuna donatı ile ilgili koşullar: TS 500/84, 12.3.1'e göre, kolon enkesitinde bulunan boyuna yüzdesi 0.008'den az olmamalıdır. Boyuna donatı $\phi 14$ mm'den küçük olamaz. Bu koşul, donatı çubuklarının burkulmasını önlemek için konulmuştur. Basit etriyeli kolon enkesitinde en az $4\phi 14$, fretli yada dairesel enkesitli etriyeli kolonlarda ise en az $6\phi 14$ boyuna donatı çubuğu bulunmalıdır. Beton alanının, statikçe gerekenden büyük olduğu durumlarda, en az donatı oranı statikçe gerekli enkesite göre hesaplanabilir. Statikçe gerekli enkesit alanı, $\rho_t = 0.008$ olacak şekilde hesaplanan beton alanı olarak tanımlanır. Ancak, statikçe gerekli kesit esas alınarak bulunan donatı yüzdesi, hiçbir zaman mevcut kesitin 0.004'ünden az olamaz (Bu konu, bileşik eğilme etkisindeki kolonlar bölümünde ayrıntılı olarak açıklanacaktır). Kolonlardaki boyuna donatı yüzdesinin etriyeli kolonlarda 0.04, fretlerde ise 0.06'yı geçmesine izin verilmemelidir. Deprem Yönetmeliği 6.6.3'de ise boyuna donatı yüzdesi için daha değişik sınırlamalar koymuştur. Buna göre, deprem bölgesinde yapılacak bina kolonlarında boyuna donatı yüzdesi için 0.01'den az olamaz. Beton alanının gerekenden büyük olduğu durumlar için bir kayıt görülmüyor. Ancak perdelerde başlık bölgelerinde en az

donatının stataikçe gerekli en kesitin 0.005'inde az olamayacağı belirtiliyor. Bu durumda yönetmeliği, toplam donatı alanı mevcut kesitin 0.01'inden az olmamak üzere, bir yüzde, statik bakımdan gerekli kesitin 0.005'inden az donatı olamaz şeklinde yorumlamak yanlış olamaz. Boyuna donatı yüzdesi en fazla BS 16 için 0.03, BS 20 için 0.035 ve BS 25 için 0.04 olmalıdır.

Enine donatı ile ilgili koşullar: TS 500/84, 12.3.3'e göre kolon boyunca donatısı, uzunluk boyunca etriye yada fretlerle sarılmalıdır. Etriyenin çubuk çapı, boyuna donatı çapının 1/3'ünden az olmamalı ve etriye aralığı, boyuna çubuk çapının 12 katından ve 20 cm'den fazla olmamalıdır.

Kolonlarda fret yüzdesi, ideal fret yüzdesinden az ve 0.02'den fazla olmamalıdır. Spiral fretli elemanlarda fretin adım uzaklığı s, göbek çapının 1/5'inden 8 cm' den fazla olmamalıdır. Deprem yönetmeliğinde enine donatı ile ilgili koşullar özetle şöyledir: Kolonlar enine donatı aralığı bakımından üç bölgeye ayrılır, a) Kolon sarılma bölgesi b) Kolon orta bölgesi c) Kolon-kiriş düğüm noktası

❖ **Kolonun sarılma bölgesi:**

Uzunluğu: Kolon serbest açıklığının 1/6'sından, kolon enkesitinin büyük kenarından ve 45 cm'den az olamaz.

Etriye ve fretajın hacimsel yüzdesi;

$$\rho_s \geq 0.12 \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad 5 \leq s \leq 10 \text{ (cm)}$$

$$A_o \geq \frac{a \times \rho_s \times s}{3} \quad a: \text{Etriyenin mesnetlenmemiş kenar uzunluğu}$$

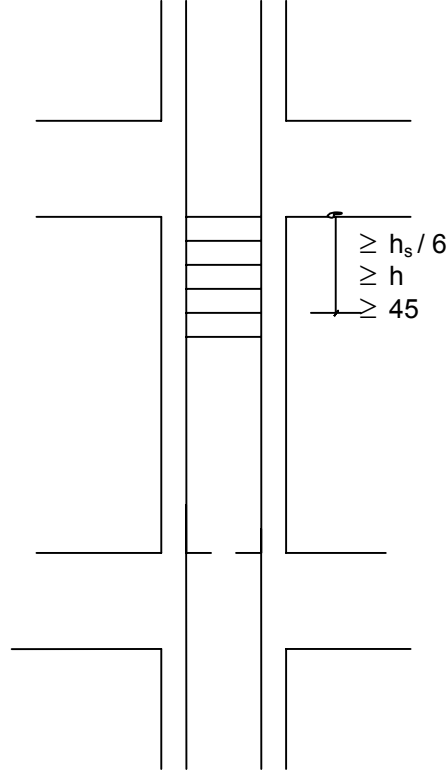
❖ **Kolon orta bölgesi:** $s \leq h/2$; $s \leq 20 \text{ cm}$

❖ **Kolon-kiriş düğüm bölgesi:**

$$V_A = -\frac{M_{sağ}}{z_{sağ}} + \frac{M_{sol}}{z_{sol}} - V_o \quad \text{denklemlerle bulunacak kesme kuvvetine göre}$$

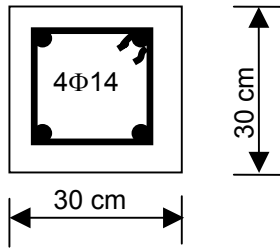
bulunacak nominal kayma gerilmesi;

$$\tau = \frac{V}{b_w \times z} \leq 2.5 \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$



Şekil 3.12. Kolon bölgeleri (Berktaş, 1989)

Örnek 3.2. Etriyeli kolonun aksel taşıma gücü: Şekilde kesit ve donatısı verilen etriyeli kısa kolonun, aksel kuvvet taşıma gücünü bulunuz.



Verilenler:

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 \cdot \phi 14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

Malzeme: C 16/S 220

İstenen:

$$N_o = ?$$

Çözüm 3.2. Etriyeli kolonun aksel kuvvet taşıma gücü, (3.17) ifadesinden:

$$N_o = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{st} \cdot f_{yd}$$

$$\text{C 16 için } f_{cd} = 11 \text{ N / mm}^2 = 1.1 \text{ kN / cm}^2$$

$$\text{S 220 için } f_{yd} = 191 \text{ N / mm}^2 = 19.1 \text{ kN / cm}^2$$

$$N_o = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 900 + 19.1 \cdot 6.15 = 841.5 + 117.5 = 959 \text{ kN}$$

Örnek 3.3. Etriyeli kolona ön boyut verilmesi: Ön hesap sonucu bir betonarme kolona gelecek normal kuvvet $N_d=1200$ kN olarak bulunmuştur. Malzeme C16 ve çelik S 220 olacaktır. $\rho_t=0.01$ seçerek bir kenarı 30 cm olan bu kolona ön boyut veririz.

Verilenler:

$$N_d = 1200 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 11 \text{ N / mm}^2 = 1.1 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{yd} = 191 \text{ N / mm}^2 = 19.1 \text{ kN / cm}^2$$

$$\rho_t = 0.01$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

İstenen:

$$h=?$$

Çözüm 3.3. Malzeme hesap mukavemetleri ve donatı yüzdesi kullanılarak itibari gerilme:

$$f_i = 0.85 \times f_{cd} + \rho_t \times f_{yd} = 0.85 \times 1.1 + 0.01 \times 19.1 = 1.126 \text{ kN/cm}^2$$

Gerekli beton kesidi:

$$A_c = \frac{N_d}{f_i} = \frac{1200}{1.126} = 1065.719 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen beton kesidi: } 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2 \quad h = 40 \text{ cm}$$

Örnek 3.4. Etriyeli kolonda ön boyutlama: Kötü şantiye koşullarında yapılacak bir binada kullanılacak Malzeme C 14 ve S 220 olarak seçilmiştir. Beton için malzeme katsayısını $\gamma_{mc} = 2$ alarak, $N_d = 1000$ kN yük alan kare kesitli bir kolona, $\rho_t = 0.01$ seçerek, ön boyut veririz.

Verilenler:

$$N_d = 1000 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 14 \text{ N/mm}^2 = 1.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 191 \text{ N/mm}^2 = 19.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{mc} = 2$$

$$\rho_t = 0.01$$

İstenen:

$$A_c=?$$

$$b=?$$

Çözüm 3.4. $\gamma_{mc} = 2$ alınarak C 14 betonunun hesap mukavemeti:

$$f_{cd} = \frac{1.4}{2} = 0.7 \text{ kN/cm}^2$$

İtibari mukavemet:

$$f_i = 0.85 \times 0.7 + 0.01 \times 19.1 = 0.786 \text{ kN/cm}^2 = 0.79 \text{ kN/cm}^2$$

Gerekli beton kesiti:

$$A_c = \frac{N_o}{f_i} = \frac{1000}{0.79} = 1265.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen kesit: } 40 \times 40$$

Kolonlarda ön boyutlandırma için önemli not: Betonarme kolonlar gerçekte birleşik eğilme etkisi altındadır. Kesit hesaplarında seçilen boyutların kurtarmaması yada donatı yüzdesinin çok yüksek çıkması, güçlük yaratabilir. Bu nedenle ön boyutları biraz geniş tutmak gerekir. Bu, beton kalitesi düşük olmasa da, hesap mukavemeti düşük tutularak sağlanabileceği gibi, kolonların konumuna (orta, kenar, köşe) ve buldukları kata göre, boyutlandırmaya göre, boyutlandırmaya esas olacak yükler, uygun oranlarda artırılarak da yapılabilir.

Örnek 3.5. Fretli kolonun taşıma gücü: $\rho_t = 0.02$ olan bir fretli kolonun çapı $d = 40$ cm, çekirdek çapı $D = 35$ cm dir. Malzeme olarak C 20 betonu, boyuna donatı için S 420, fret donatısı için S 220 çeliği kullanılmıştır. Bu kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü ve ideal fret yüzdesini dikkate alarak donatısını bulunuz.

Çözüm 3.5. Fretli kolonun taşıma gücünün aynı kesit ve donatıdaki etriyeli kolondan, ancak %10 fazla olmasına izin verilir (TS 500/84, 8.2.3).

$$N_o = 1.1 \times A_c (0.85 \times f_{cd} + \rho_t \times f_{yd}) = 1.1 \times A_c \times f_i$$

$$f_i = 0.85 \times 1.30 + 0.02 \times 36.5 = 1.835 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 40^2}{4} = 1256 \text{ cm}^2$$

$$N_o = 1.1 \times 1256 \times 1.835 = 2535.236$$

İdeal fret yüzdesi:

$$\rho_s = 0.45 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \times \left[\left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right] = 0.45 \times \frac{1.3}{19.1} \times \left[\left(\frac{40}{35} \right)^2 - 1 \right] = 0.0094$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{\pi \times D \times A_o}{s \times \pi \times D^2} = \frac{4 \times A_o}{s \times D} \quad F_r = \rho_s \times D = 0.0094 \times 35 = 0.329$$

Çizelge 3.1.'den $\phi 8 / s = 6$ cm için $F_r = 0.333$

$$s = \frac{4}{\rho_s \cdot D} \times A_o = \frac{4}{0.0094 \cdot 35} \times A_o \quad s = 12.158 \times A_o$$

Fret çapı $\phi 10$ seçilirse $A_o = 0.79 \text{ cm}^2$; $s = 9.60 \text{ cm} > D/5 = 7 \text{ cm}$

Fret çapı $\phi 8$ seçilirse $A_o = 0.50 \text{ cm}^2$; $s = 6.08 \text{ cm} \cong 6 \text{ cm}$

$$A_s = 0.02 \cdot 1256 = 25.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 20)$$

Kolonun taşıma gücü: $N_o = 2535.24 \text{ kN} = 253.524 \text{ t}$

Kolon donatısı: Boyuna donatı $8\phi 20$; Fret donatısı $\phi 8 / s = 6 \text{ cm}$

Örnek 3.6. Aynı kesit ve donatıdaki etriyeli kolonla fertli kolonun karşılaştırılması: Dairesel ve etriyeli bir kolonun çapı $d = 50 \text{ cm}$, donatısı $8\phi 22$, kullanılan malzeme C 20, boyuna donatı S 420 enine donatı S 220 dir.

- Bu etriyeli kolonun aksel kuvvet taşıma gücünü bulunuz.
- Aynı kesit ve boyuna donatılı, fretli kolonun ideal fret yüzdesini hesaplayınız ve seçiniz.
- Seçtiğiniz fret çapı ve adım mesafesini kullanarak aksel kuvvet taşıma gücünü kontrol ediniz.
- Etriyeli ve fretli kolonun birim boyunda harcanan donatı ağırlıklarını karşılaştırınız.

Çözüm 3.6.

a) Etriyeli dairesel kolonun taşıma gücü:

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_s$$

$$N_r = 0.85 \times 1.30 \times \frac{\pi 50^2}{4} + 36.5 \times 30.41 = 3279.6 \text{ kN}$$

b) İdeal fert yüzdesi:

$$\rho_s = 0.45 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \times \left[\left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right] = 0.45 \times \frac{1.30}{19.1} \times \left[\left(\frac{50}{45} \right)^2 - 1 \right] = 0.00718$$

$$\text{aynı zaman } \rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{\pi \times D \times A_o}{s \times \pi \times D^2} = \frac{4 \cdot A_o}{s \times D} \text{ olur.}$$

$$\text{Buradan } s = \frac{4A_o}{\rho_s \cdot D} = \frac{4 \times A_o}{0.00718 \times 45} = 12.38 \times A_o \text{ bulunur.}$$

Fret çapı $\phi 10$ seçilirse $A_o = 0.79 \text{ cm}^2$ $s = 9.78 \text{ cm} > 45/5 = 8 \text{ cm}$

Fret çapı $\phi 8$ seçilirse $A_o = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ s} = 6.19 \text{ cm} > 45/5 = 8 \text{ cm}$.

Seçilen fret $\phi 8 / s = 6 \text{ cm}$

c) Fretten ötürü ek taşıma gücü:

$$N_r = 2 \cdot A_{sp} \cdot f_{ywd} = 2 \frac{\pi \times 45 \times 0.50}{6.19} \times 19.1 = 436.2 \text{ kN}$$

Dökülen betonun (göbek dışında kalan) taşıma gücü:

$$0.85 \times f_{cd} \times (d^2 - D^2) \times \frac{\pi}{4} = 0.85 \times 1.30 \times (50^2 - 45^2) \times \frac{\pi}{4} = 412.2 \text{ kN}$$

Fretli dairesel kolonun taşıma gücü:

$$N_r = 3279.6 + 436.2 - 412.2 = 3303.6 \text{ kN}$$

Görüldüğü gibi fertli dairesel kolonun taşıma gücü, etriyeli dairesel kolonun taşıma gücüne nazaran bir miktar artıyor.

d) 1 m yüksekliğindeki etriyeli kolonda :

$$\pi \cdot 0.45 \times 0.40 \times \frac{100}{6.91} = 9.13 \text{ kg donatı kullanılmaktadır (Berktaş, 1989).}$$

3.3. Bileşik Eğilme Etkisindeki Elemanlar

“Bileşik eğilme” deyimi ile bir kesite (M) eğilme momenti ile birlikte (N) normal kuvvetinin de etkimesi durumu belirtiliyor. Ayrıca kesitin bir simetri düzleminin mevcut olduğu ve dış yüklerin bu simetri düzlemi içinde etkidiği, sonuç olarak tek eksen etrafında birleşik eğilmenin söz konusu olduğu varsayılıyor.

3. bölümde, aksenal basınç kuvveti incelenirken, betonarme yapılarda bütün kolonların bileşik eğilme etkisinde olduğu belirtilmişti. Mukavemet bilim dalından bilindiği gibi, bir kesite (N) aksenal yükü ve (M) eğilme momenti etkileri kesit

ağırlık merkezinden $e = \frac{M}{N}$ kadar uzakta etkileyen (N) normal kuvvet etkisine

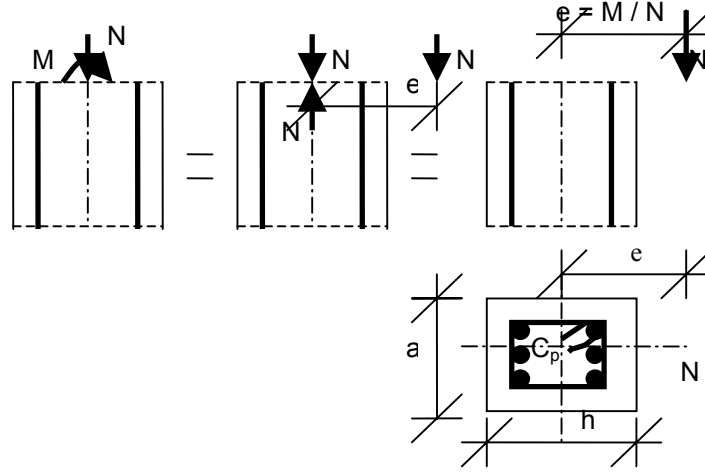
dönüştürülebilir. (e) değeri “eksantriklik” dış merkezlik olarak adlandırılır.

Şekil 3.13.’de M ve N in eşdeğer (N) kuvvetine dönüştürülmesi görülmektedir. TS 500/84’de kolona etkileyen moment çok küçük olsa bile eksantriklik minimum bir değerden az olmayacak bir biçimde, kolonların boyutlandırılması öngörülmektedir.

Fretli kolonlarda $e \geq 0.05d$ veya $e \geq 2.5 \text{ cm}$

Etriye kolonlarda $e \geq 0.1d$ veya $e \geq 2.5 \text{ cm}$. Burada (d) kolon dış çapı veya eğilme yönündeki kolon boyutudur.

Bu bölümde, önce bileşik eğilme etkisindeki “kısa kolonlar” ın taşıma gücü incelenecek, daha sonra “narinlik etkisi” araştırılacaktır.



Şekil 3.13. Birleşik eğilme etkisinde M ve N yerine eşdeğer N kuvveti (Berktaş, 2003)

Şekil 3.13.'de C_p ile gösterilen nokta, kesitin “plastik ağırlık merkezi” dir. Bilindiği gibi klasik mukavemet hesaplarında eksantriklik kesitin ağırlık merkezinden olan uzaklık olarak tanımlanır. Burada ise kırılma durumu olduğundan klasik ağırlık merkezi yerine geçecek olan “plastik ağırlık merkezi” nin tanımlanması gerekmektedir.

Kesitin kırılma durumuna getirecek ve bütün kesitte eşit yayılı birim kısalma oluşturacak normal kuvvetin tatbik noktasına “plastik ağırlık merkezi” denir.

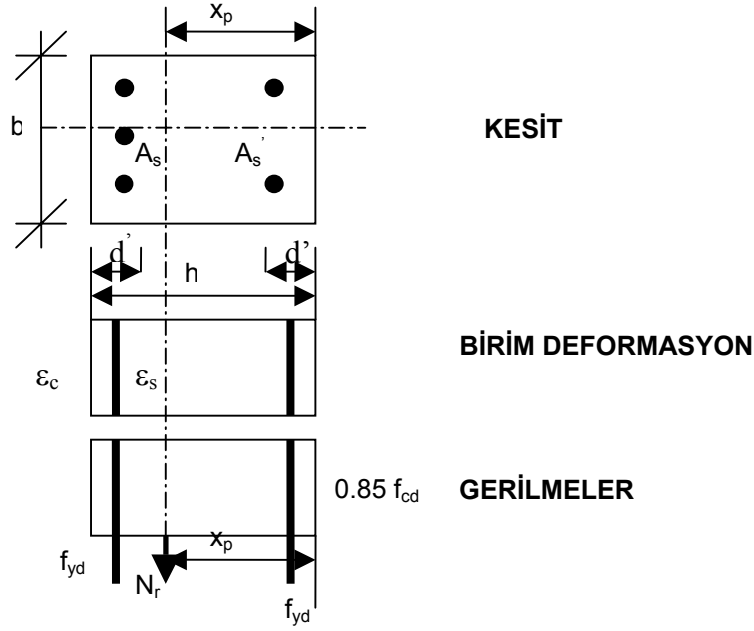
Görüldüğü gibi bu tanımlama iki koşul gerektirmektedir:

- Kesitin kırılma durumuna gelmesi, yani beton gerilmelerinin $0.85 f_{cd}$, donatı gerilmelerinin f_{yd} değerine ulaşması
- Bütün kesitte eşit yayılı birim kısalmanın oluşması

Diğer bir deyişle kuvvetin tatbik noktasının, ezilme ve akma durumuna gelmiş beton ve çeliğin karşılayacağı kuvvetlerin ağırlık merkezi olması. Şekil 3.14.'de plastik ağırlık merkezinin sağlanması gereken koşullar gösterilmiştir. Buna göre plastik ağırlık merkezinin basınç kenarına olan uzaklığını belirleyen x_p değeri, beton ve donatıdaki (plastik durumdaki) kuvvetlerin basınç kenarına göre statik momenti alınarak bulunabilir.

$$x_p = \frac{0.85 f_{cd} b h (h/2) + A_s f_{yd} (h - d') + A'_s f_{yd} d'}{0.85 f_{cd} b h + A_s f_{yd} + A'_s f_{yd}}$$

$$x_p = \frac{0.85 f_{cd} b h^2 / 2 + f_{yd} [A'_s d' + A_s (h - d')]}{0.85 f_{cd} b h + f_{yd} (A_s + A'_s)} \quad (3.20)$$



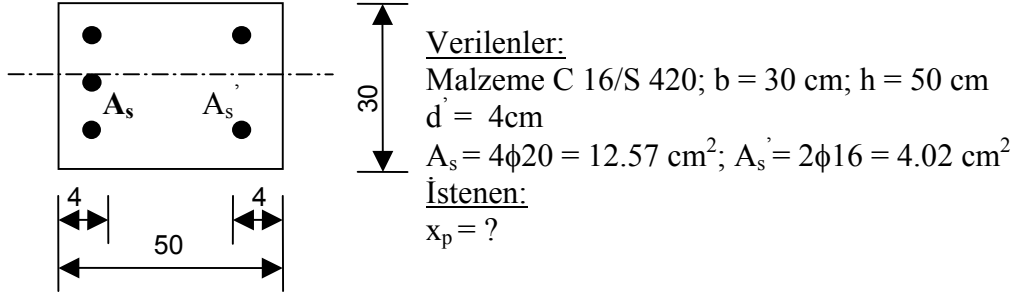
Şekil 3.14. Kırılma durumuna gelmiş bir kesitte deformasyonlar, gerilmeler ve plastik ağırlık merkezi (Berktaş, 2003)

Simetrik donatılı kesitlerde: ($A_s = A'_s$)

$$x_p = \frac{h}{2} \quad (3.21)$$

olur.

Örnek 3.7. Şekilde malzemesi, boyutları ve donatısı verilmiş olan dikdörtgen kesitin, plastik ağırlık merkezini bulunuz.



Çözüm 3.7.

	Kuvvet (kN)	Kuvvet kolu (m)	Moment(kNm)
Beton	$0.85 \times 1.1 \times 30 \times 50 = 1402.5$	0.25	350.625
Çekme donatısı	$12.57 \times 36.5 = 458.81$	0.46	211.053
Basınç donatısı	$4.02 \times 36.5 = 146.73$	0.04	5.869

$$\Sigma F = 2008.04 \text{ kN}$$

$$567.547 \text{ kNm}$$

$$x_p = \frac{567.547}{2008.04} = 0.2826 \text{ m}$$

Betonarme yapılarda kolonların çok büyük bölümünde dikdörtgen kesit kullanıldığından, dikdörtgen kesitli ve iki yüzünde donatı bulunan kolonlar öncelikli incelenecektir. Kolonda çekme kenarına yakın olan donatı çekme donatısı (A_s), basınç kenarına yakın donatı ise basınç donatısı (A_s') olarak adlandırılacaktır.

3.3.1. İki yüzünde donatı bulunan dikdörtgen kesitli kolonların taşıma gücü

Bileşik eğilme etkisindeki bir kolonda en etkili donatı kolonun çekme ve basınç yüzlerine yerleştirilen donatıdır. En büyük deformasyonlar bu kesitlerdendir ve donatı yüksek kapasite ile çalışır. Ara donatılar tarafsız eksene yakın düşerler, deformasyon ve gerilmeler küçük, etkileri sınırlı olur. Bu nedenle, boyutlandırma çoğu kez, ara donatı dikkate alınmadan, iki yüzdeki donatı hesaplanır. Yalnız iki yüzünde donatı bulunan, dikdörtgen kesitli ve kırılma yükü ile eksantrik olarak yüklenmiş bir kolon şekil 3.15.'de gösterilmiştir. Tarafsız eksenin kesitin içinde olduğu varsayılmıştır. Eksantrikliğin çok küçük olduğu durumlarda tarafsız eksen kesitin dışında olabilir, yani bütün kesit basınç gerilmeleri etkisinde kalabilir. O

zaman çekme donatısı olarak adlandırılan donatı da basınç donatısı durumuna gelir. Yine de donatıda bir ayırım yapabilmek için çekme donatısı deyimini kullanılmıştır.

Şekil 3.15.'den görüldüğü gibi iki denge denklemi yazılabilir.

$$N_r = F_{cc} + F_{cs} - F_T \quad (3.23)$$

$$M_r = N_r \times e = F_{cc} \times (x_p - a / 2) + F_{cs} \times (x_p - d') + F_T \times (d - x_p) \quad (3.24)$$

Bu denklemlerde bileşke kuvvetlerin gerilmeler cinsinden değerleri yazılırsa:

$$F_{cc} = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \quad (3.25)$$

$$F_{cs} = A_s' \times \sigma_s' \quad (3.26)$$

$$F_T = A_s \times \sigma_s \quad (3.27)$$

Bulunan değerler (3.23) ve (3.24)'de yerlerine yazılırsa:

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + A_s' \times \sigma_s' - A_s \times \sigma_s \quad (3.28)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (x_p - a / 2) + A_s' \times \sigma_s' \times (x_p - d') + A_s \times \sigma_s \times (d - x_p) \quad (3.29)$$

elde edilir. (3.28) ve (3.29) ifadeleri, en genel şekliyle, herhangi bir kesit için yazılırsa: (basınç gerilmeleri + olmak üzere)

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times A_{cc} \times (x_p - \bar{x}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \times \sigma_{si} \quad (3.28a)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times A_{cc} \times (x_p - \bar{x}) \times e + \sum_{i=1}^n A_{si} \times \sigma_{si} \times x_i \quad (3.29a)$$

Formüllerdeki ifadelerde:

A_{cc} : Beton basınç alanını

\bar{x} : Betondaki basınç bileşkesi tatbik noktasının basınç kenarına uzaklığını

x : Herhangi bir donatının plastik ağırlık merkezinden uzaklığını gösteriyor. (Tarafsız eksenin basınç tarafındaki x_i ' ler +)

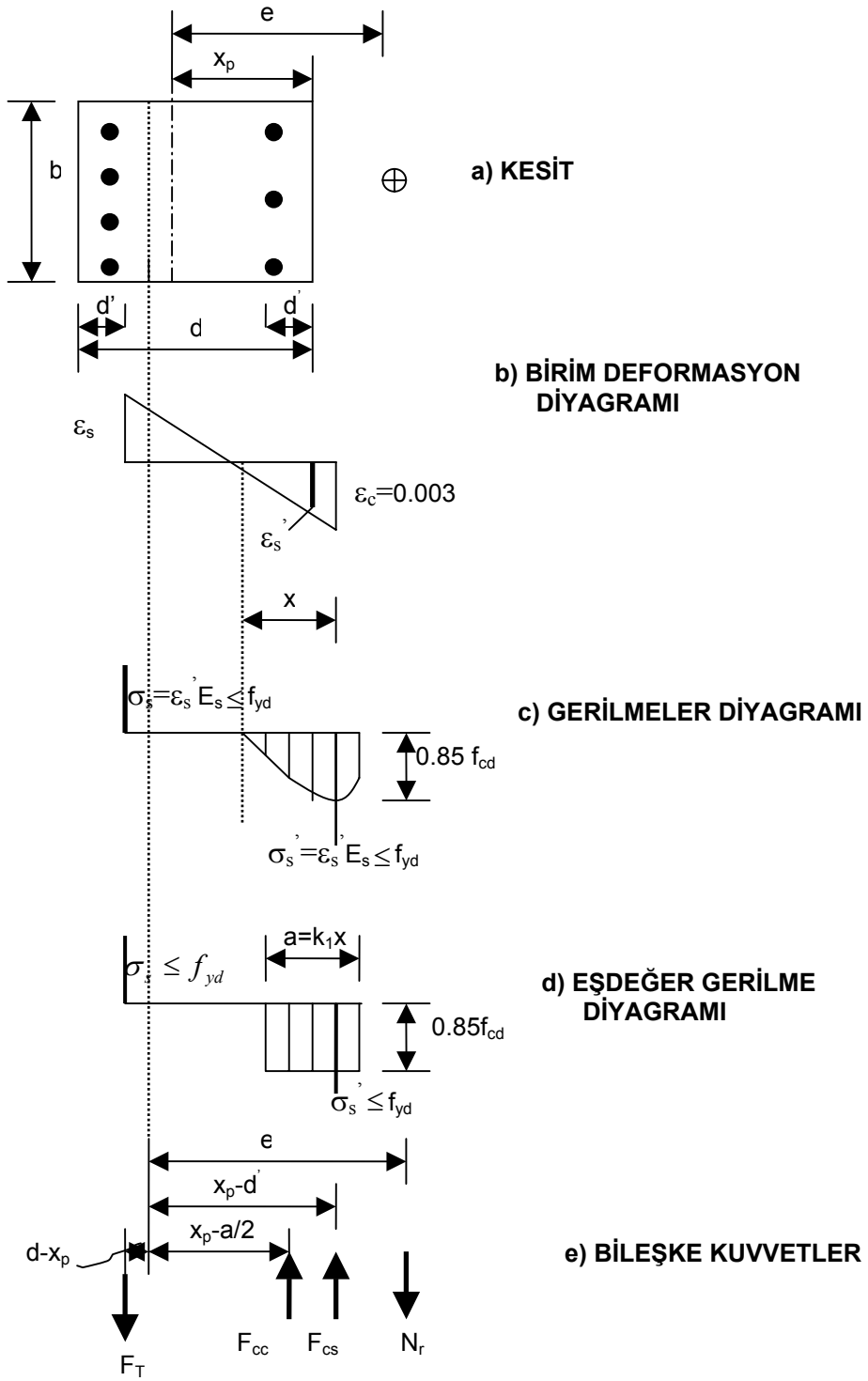
Diğer taraftan (3.28) ve (3.29) ifadeleri, simetrik donatılı kolonlar için yazılırsa:

$$A_s = A_s'; x_p = h / 2$$

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + A_s' \times (\sigma_s' - \sigma_s) \quad (3.28b)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (h - a) / 2 + A_s' \times (\sigma_s' + \sigma_s) \times z_s / 2 \quad (3.29b)$$

Burada z_s : Donatı moment kolu ($z_s = h - 2 d'$)



Şekil 3.15. Eksantrik yüklenmiş, kırılma durumunda, iki yüzünde donatı bulunan dikdörtgen kesitli Kolon (Berktay, 2003)

Birim deformasyon diyagramı yardımıyla iki tane de uygunluk şartı yazılabilir.

$$\frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} = \frac{x}{d} \quad \varepsilon_s = \sigma_s / E_s$$

$$\frac{0.003E_s}{0.003 \times E_s + \sigma_s} = \frac{x}{d} \quad x = a / k_1 \text{ yazılırsa;}$$

$$a = \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + \sigma_s} \cdot k_1 \times d$$

$$\sigma_s = 0.003 \times E_s \times \left(k_1 \frac{d}{a} - 1 \right) \leq f_{yd} \quad (3.30)$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{0.003} = \frac{x - d'}{x}$$

$$\varepsilon_s' = 0.003 \times \frac{a - k_1 \times d'}{a}$$

$$\sigma_s' = 0.003 \times E_s \times \left(1 - k_1 \times \frac{d'}{a} \right) \leq f_{yd} \quad (3.31)$$

Kesit boyutları ve donatısı belli olduğuna göre problemde 5 bilinmeyen var: N_r , e , a , σ_s , σ_s' . Eldeki denklem sayısı ise dört, oysa deneyler eksantrik basınç etkisindeki kolonlarda, kırılma durumunda, basınç donatısının hemen her zaman aktığını göstermektedir, bu da doğaldır. Kolonlarda basınç kuvveti vardır. Basınç donatısındaki gerilmeler hızla yükselerek birim deformasyonu, akma sınırına (ε_{yd}) ulaştırır. Ancak eksantrikliğin çok büyük olduğu, basit eğilmeye komşu, küçük bir bölgede basınç donatısı akmaz (Kirişlere göre basınç donatısı oranı yüksektir.

Simetrik donatılı kolonlarda $A_s = A_s'$). Yine de problem $\sigma_s' = f_{yd}$ olarak çözmek, daha sonra uygunluk şartından $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$ kontrol yapmakta kolaylık sağlar.

$$\varepsilon_s' < \varepsilon_{yd} \text{ ise } \sigma_s' = \varepsilon_s' \times E_s$$

3.3.1.1. Dengeli kırılma

Tanımlama basit eğilme ile aynıdır; basınç kenarındaki beton ezildiği anda ($\varepsilon_{cu} = 0.003$), çekme donatısı da akar. Tanımlama aynı olmakla beraber, arada önemli bir fark vardır. Bileşik eğilmede dengeli durum, donatı yüzdesinin değil, doğrudan

doğruya $e = M / N$ eksantrikliğin bir fonksiyonudur. Fark önemlidir; çünkü, basit eğilmede çekme donatısı sınırlanarak kırılma biçimi (davranış) denetlenebilmektedir. Bileşik eğilme etkisindeki kolonlarda bu olanak yoktur. Düktil davranış, konstruktif önlemlerle sağlanmaya çalışılır. Örneğin kolon-kiriş birleşim bölgesinde etriye aralıkları sıkıştırılarak beton kesit sarılır. Böylece dönme kapasitesi artırılır.

Tanımlama gereği $\sigma_s = f_{yd}$ olur. Birim deformasyon diyagramından:

$$\frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{yd}} = \frac{x_b}{d}$$

$$x_b = \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_{yd}} \times d \quad a_b = k_1 \times x_1 \text{ yazılırsa}$$

$$a_b = \frac{0,003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_{yd}} k_1 \times d \quad (3.32)$$

Şu halde dengeli durumda eşdeğer gerilme bloğu derinliği donatı türüne bağlı olarak bulunabilir. Basınç donatısının da aktığı kabul edildiğine göre $\sigma_s' = f_{yd}$ olacaktır. Bu değerler (3.28) ve (3.29)'da yerlerine yazılırsa:

$$N_b = 0.85 \times f_{cd} \times a_b \times b + f_{yd} \times (A_s' - A_s) \quad (3.33)$$

$$M_b = N_b \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a_b \times b \times (x_p - a_b/2) + f_{yd} \times [A_s' \times (x_p - d') + A_s \times (d - x_p)] \quad (3.34)$$

a_b değeri (3.32)'den hesaplanıp, (3.33) ve (3.34)'de yerine yazılarak N_b , M_b , e_b değerleri bulunabilir.

$N > N_b$ ise basınç kırılması

$N < N_b$ ise çekme kırılması oluşur.

Çok katlı yapılarda, simetrik donatılı kolon kullanılır. Çünkü, gerek düşey ve gerekse yatay yüklerden gelen kolon momentleri, bir katın üst ve alt bölümlerinde mutlak değerce birbirine yakın, işaretçe zıttır. Şekil 3.16.'dan görüldüğü gibi bir kat içinde kolonun hem sol yüzünde, hem de sağ yüzünde çekme olabilmektedir. Bu durumda en iyi çözüm kolon donatısını simetrik yerleştirmektir.

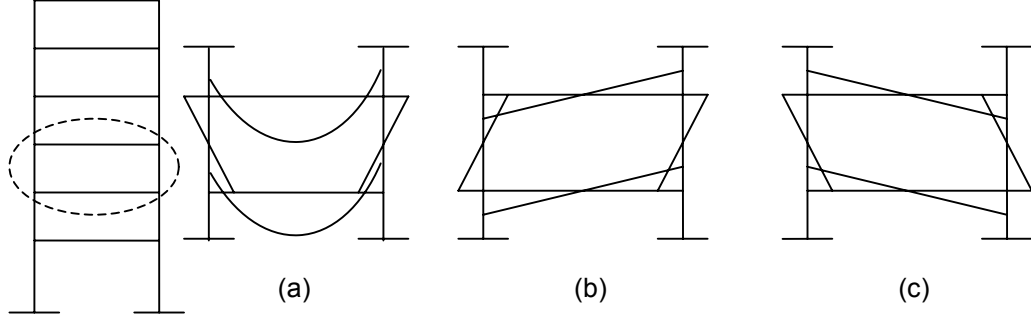
$A_s = A_s'$ ve $x_p = h/2$ değerleri (3.33) ve (3.34)'de yazılırsa:

$$N_b = 0,85 \times f_{cd} \times a_b \times b \quad (3.35)$$

$$M_b = N_b \times e_b = 0,85 \times f_{cd} \times b \times a_b \times (h - a_b) / 2 + A_s' \times f_{yd} \times x \quad (3.36)$$

$$M_b = N_b \times e_b = N_b \times (h - a_b) / 2 + A_s' \times f_{yd} \times x z_s \quad (3.36a)$$

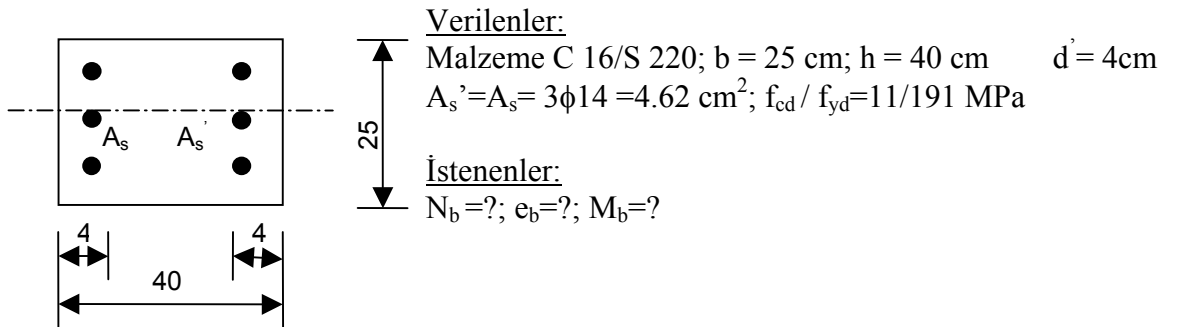
$$N_b \times (e_b - h / 2 + a_b / 2) = A_s' \times f_{yd} \times x z_s \quad (3.36b)$$



Şekil 3.16. Çok katlı yapıda kolon momentleri a) Düşey yük etkisi b) Deprem etkisi soldan sağa c) Deprem etkisi sağdan sola (moment diyagramları çekme yüzüne taşınarak çizilmiştir) (Berktaş, 2003)

Simetri donatılı kolonlarda, sırasıyla, (3.32)'den a_b , (3.35)'den N_b ve (3.36)'dan M_b , e_b hesaplanabilir. (3.35)'den görüldüğü gibi, simetrik donatılı kolonlarda, dengeli kırılmaya yol açan normal kuvvet, donatıdan bağımsızdır (3.36b) ise dış kuvvetlerin ve iç kuvvetlerin, eşdeğer beton gerilme bloğunun ortasına göre momentlerin eşit olduğunu ifade ediyor. Bu nedenle beton basınç kuvvetinden bağımsızdır.

Örnek 3.8. Şekilde kesiti ve donatısı verilmiş olan simetrik donatılı kolonda, dengeli kırılmaya yol açan normal kuvveti, eksantrikliği ve momenti bulunuz.



Çözüm 3.8. (3.32)'den $a_b = \frac{600}{600 + 191} \times 0.85 \times 36 = 23.21$ cm

(3.35)'den $N_b = 0.85 \times f_{cd} \times b \times a_b = 0.85 \times 1.1 \times 25 \times 23.21 = 542.5$ kN

Bu değerler (3.36a)'ya yerleştirilirse:

$$M_b = N_b \times (h - a_b) / 2 + A_s' \times f_{yd} \times z_s$$

$$= 542.5 \times (40 - 23.2) / 2 + 4.62 \times 19.1 \times 32 = 7378 \text{ kNcm}$$

$$M_b = 73.78 \text{ kNm} \quad e_b = M_b / N_b = 0.136 \text{ m} = 13.60 \text{ cm}$$

Sonuç: Kesit ve donatısı verilen kolon, $N_b = 542.5 \text{ kN}$,

$M_b = 73.78 \text{ kNm}$ dış etkiler altında, dengeli biçimde kırılır. $e_b = 13.6 \text{ cm}$ olur.

$N > 542.5 \text{ kN}$ (yada $e < 13.60 \text{ cm}$) ise basınç kırılması

$N < 542.5 \text{ kN}$ (yada $e > 13.60 \text{ cm}$) ise çekme kırılması ortaya çıkar.

3.3.1.2. Çekme kırılması

Tanımlama gereği $\sigma_s = f_{yd}$; $\sigma_s' \leq f_{yd}$ dir. Gerçekte, basınç donatısı çok küçük bir bölgede akmaz. Ancak genel halde $\sigma_s' \leq f_{yd}$ olması uygun görülmüştür.

(3.31) uygunluk şartı ve (3.23); (3.29) ifadelerinde donatı gerilmeleri yazılırsa:

$$\sigma_s' = 0.003 \times E_s \times (1 - k_1 \frac{d'}{a}) \leq f_{yd} \quad (3.37)$$

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + A_s' \times \sigma_s' - A_s \times f_{yd} \quad (3.38)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (x_p - a/2) + A_s' \times \sigma_s' \times (x_p - d') + A_s \times f_{yd} \times (d - x_p) \quad (3.39)$$

(a)'nın her değerine karşılık (3.37)'dan σ_s' ; (3.38)'den N_r ve (3.39)'den M_r ve e hesaplanabilir.

Simetrik donatılı kolonlarda: ($A_s = A_s'$; $x_p = h / 2$)

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + A_s' \times (\sigma_s' - f_{yd}) \quad (3.40)$$

Görüldüğü gibi basınç donatısının aktığı büyük bölümde, dengeli durum gibi, normal kuvvet taşıma gücü, betondaki basınç kuvvetine eşit olur.

$$\sigma_s' = f_{yd} \text{ ise } N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \quad (3.40a)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (h - a) / 2 + A_s' \times (\sigma_s' + f_{yd}) \times z_s / 2 \quad (3.41)$$

$$\sigma_s' = f_{yd} \text{ ise } M_r = N_r \times (h - a) / 2 + A_s' \times f_{yd} \times z_s \quad (3.41a)$$

3.3.1.3. Basınç kırılması

Tanımlama gereği $\sigma_s < f_{yd}$; $\sigma_s' = f_{yd}$ alınır, gerekirse (3.37) donatının akıp akmadığı denetlenir. (En uygunu $a = a_b$ yazarak dengeli durumdan denetlenmelidir.)

(3.30a) uygunluk şartı ve (3.28); (3.29) ifadelerinden:

$$\sigma_s = 0.003 \times E_s \times (k_1 \frac{d}{a} - 1) \leq f_{yd} \quad (3.30a)$$

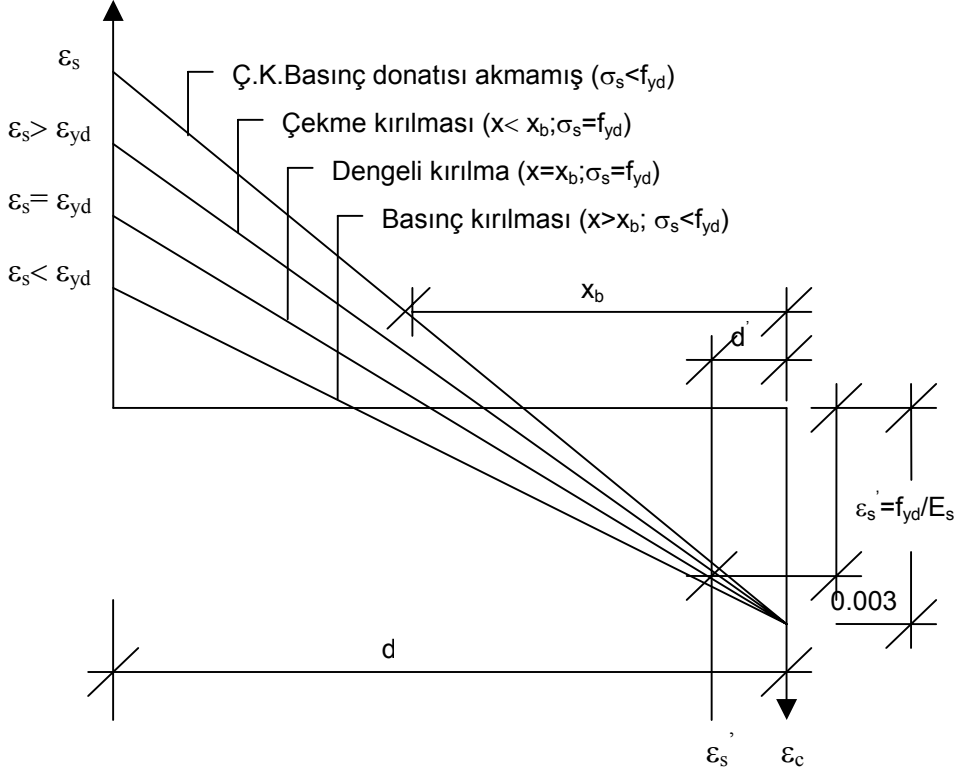
$$N_r = 0.85 x f_{cd} x a x b + A_s' x f_{yd} - A_s x \sigma_s \quad (3.42)$$

$$M_r = 0.85 x f_{cd} x a x b x \left(x_p - \frac{a}{2}\right) + A_s' x f_{yd} x (x_p - d') + A_s x \sigma_s x (d - x_p) \quad (3.43)$$

Simetrik donatılı kolonlarda: ($A_s = A_s'$; $x_p = h / 2$)

$$N_r = 0.85 x f_{cd} x a x b + A_s' x (f_{yd} - \sigma_s) \quad (3.44)$$

$$M_r = N_r x e = 0,85 x f_{cd} x a x b x (h-a) / 2 + A_s' x (f_{yd} + \sigma_s) x z_s / 2 \quad (3.45)$$



Şekil 3.17. Eksantrik yüklenmiş kolon kırılmalarında birim deformasyon diyagramları (Park, R., and Paulay, T., 1975)

Şekil 3.17.'de birim deformasyon diyagramları üzerinden değişik kırılma biçimleri gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi: Basınç kırılmasında: $N > N_b$; $x > x_b$; $a > a_b$

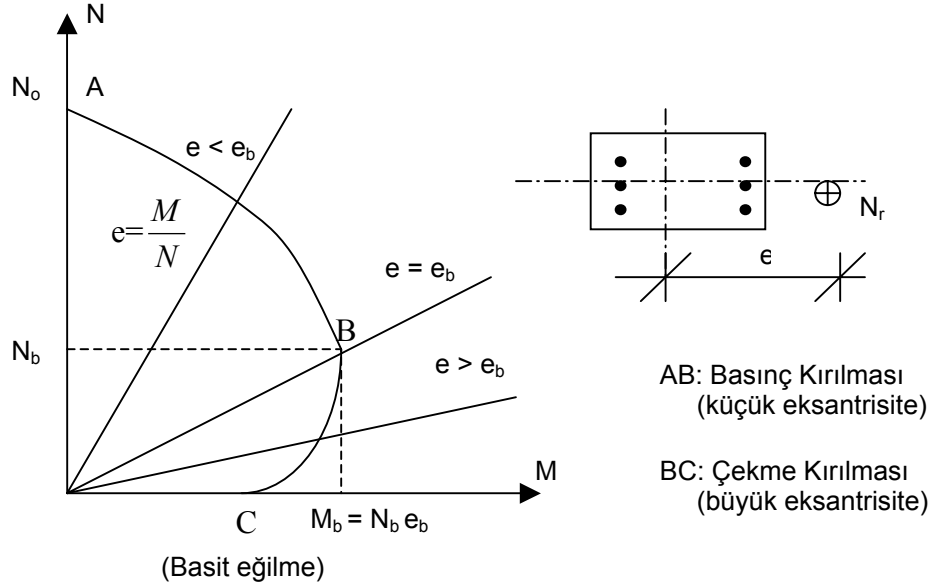
Çekme kırılmasında: $N < N_b$; $x < x_b$; $a < a_b$ olur.

Ayrıca, dengeli durumdaki eksantriklik $e_b = M_b / N_b$ dir. Basınç kırılmasında $N > N_b$ olduğuna göre $e < e_b$ olur. Bu nedenle basınç kırılmasının oluştuğu duruma “küçük eksantriklik” de denir. Benzer şekilde çekme kırılmasında $N < N_b$ ve $e > e_b$ olur. Bu durumda “büyük eksantriklik” olarak adlandırılır.

Bileşik eğilme etkisindeki bir kolonun, taşıma gücü ve onu kaybetme biçimleri, en iyi, “karşılıklı etki diyagramı” üzerinden görülebilir.

3.3.1.4. Karşılıklı etki diyagramı

Kesit ve donatısı verilen bir kolonu kırılma durumuna getirecek değişik (N_r , M_r) kombinezonları bulunabilir ve bunlar “karşılıklı etki diyagramı” denilen bir eğride gösterilebilir. Şekil 3.18.’de böyle bir karşılıklı etki diyagramı görülmektedir.



Şekil 3.18. Eksantrik yüklü betonarme kolon kesitlerinde kırılmaya neden olan yük ve moment ilişkilerini belirten karşılıklı etki diyagramı (Berktaş, 2003)

Bu diyagramın A,B,C noktaları hemen bulunabilir. A noktası aksenal basınç altında kolonun yük taşıma kapasitesini göstermektedir ($M = 0$).

$$N_0 = 0.85 \times f_{cd} \times b \times h + A_{st} \times f_{yd}$$

C noktası basit eğilme durumunda ($N = 0$) kesitin moment taşıma gücünü belirlemektedir.

$$M_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (d - a / 2) + A_s \times \sigma_s \times (d - d')$$

B noktası ise dengeli kırılma durumunu gösteriyor. N_b ve M_b değerleri, (3.32), (3.33), (3.34) ifadeleri yardımıyla; donatı simetrik ise (3.32), (3.35), (3.36)'dan hesaplanabilir.

Eğrinin 3 noktası bilindikten sonra değişik x değerleri için, yeterli sayıda nokta, denge ve uygunluk denkleminde yararlanılarak bulunur ve diyagram çizilir.

Şekil 3.18.'de değişik eksantrisite konumları, radyal doğrularla gösterilmiştir. $e = M / N$ değerleri bu doğruların ordinat eksenini ile yaptıkları açının tanjantına eşit olduğundan, eksantriklik saat ibresi yönünde (0)'dan başlayarak (∞)'a kadar büyümektedir.

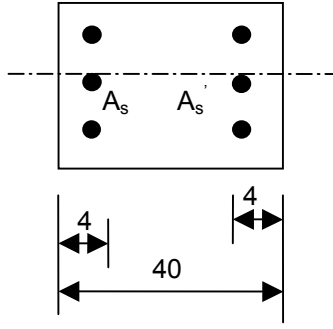
Eğrinin sınırladığı alan içerisinde kalan M-N kombinasyonlarını kesit güvenlikle karşılayabilir. Eğrinin dışına düşecek M-N değerlerini karşılamakta kesit yetersiz kalmaktadır. Eğri üzerindeki değerler ise kesitin taşıma gücüne ulaştığını belirlemektedir. Demek ki karşılıklı etki diyagramı, o kolonun mukavemet zarfını göstermektedir. Eğrinin AB bölümünde kırılma, basınç kırılmasıdır. Bu bölümde, $e < e_b$ küçük eksantrisite söz konusudur. B noktası dengeli kırılmayı belirlemektedir, $e = e_b$ BC bölümünde ise çekme kırılması oluşmaktadır, $e > e_b$ büyük eksantrisite bölgesi. Görüldüğü gibi kırılma biçimi donatı yüzdesi ile ilgili değildir ve donatı sınırlandırılması ile kontrol olanağı yoktur.

Kesitin normal kuvvet taşıma gücünün maksimum değeri, aksenal kuvvet taşıma gücüdür. (A noktası, $e = 0$). Daha sonra, eksantrikliğin artması ile normal kuvvet taşıma gücü sürekli olarak azalmaktadır. Moment taşıma gücü ise, basit eğilme durumundan (C noktası, $e = \infty$) başlayarak dengeli duruma kadar eksantrikliğin azalmasıyla artmakta, daha sonra azalmaktadır.

Kesitin normal kuvvet taşıma gücünün maksimum değeri, aksenal kuvvet taşıma gücüdür. (A noktası, $e = 0$). Daha sonra, eksantrikliğin artması ile normal kuvvet taşıma gücü sürekli olarak azalmaktadır. Moment taşıma gücü ise, basit eğilme durumundan (C noktası, $e = \infty$) başlayarak dengeli duruma kadar eksantrikliğin azalmasıyla artmakta, daha sonra azalmaktadır.

Kesitin, donatısı ve malzeme mukavemetleri bilinen bir kolonun karşılıklı etki diyagramının çizilmesi bir örnek üzerinden açıklanacaktır.

Örnek 3.9. Şekilde kesit ve donatısı verilen kolonu kırılma durumuna getirecek N_r ve M_r değerlerini bularak bu kolonun karşılıklı etki diyagramını çizin.

Verilenler:Malzeme C 16/S 220; $b = 25 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$ $A_s' = A_s = 4\phi 22 = 15.21 \text{ cm}^2$ İstenen:

Karşılıklı etki diyagramını çiziniz.

Çözüm 3.9.

Önce bilinen 3 noktayla ilgili değerler bulunacaktır.

A noktası (eksenel basınç) ($M = 0$):

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times b \times h + A_{st} \times f_{cd}$$

$$0.85 \times 1.1 \times 30 \times 50 + 2 \times 15.21 \times 19.1 = 1983.5 \text{ kN}$$

B noktası (dengeli durum):

$$a_b = \frac{600}{600 + f_{yd}} \times k_1 \times d = \frac{600}{600 + 191} \times 0.85 \times 45 = 29.01 \text{ cm} \quad (3.32)$$

$$N_b = 0.85 \times f_{cd} \times b \times a_b = 0.85 \times 1.1 \times 30 \times 29.01 = 813.84 \quad (3.35)$$

$$M_b = N_b \times (h - a_b) / 2 + A_s' \times f_{yd} \times z_s$$

$$= 813.84 \times (50 - 29.01) / 2 + 15.21 \times 19.1 \times 40 = 20161.7 \text{ kNcm}$$

$$M_b = 201.62 \text{ kNm} \quad e_b = 24.77 \text{ cm}$$

C noktası (basit eğilme):

Çift donatılı kesit $A_s = A_s'$. Basınç donatısı oranı yüksek olduğundan $\sigma_s' < f_{yd}$ olacağı açıktır. Tanımlama gereği $\sigma_s = f_{yd}$ dir. Çekme kuvveti:

$$F_T = A_s \times f_{yd} = 15.21 \times 19.1 = 290.51 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 \times f_{cd} \times b \times a + A_s' \times \sigma_s' = 0.85 \times 1.1 \times 30 \times a + 15.21 \times \sigma_s' = 28.05 \times a + 15.21 \times \sigma_s'$$

$$= 290.51$$

$$\sigma_s' = 19.10 - 1.84 \times a \quad (1)$$

$$\sigma_s' = \frac{60 - 60 \times 0.85 \times 5}{a} \quad (2)$$

$$40.9 + 1.84 \times a - \frac{255}{a} = 0$$

$$1.84 \times a^2 + 40.9 \times a - 255 = 0$$

$$a^2 + 22.22 x a - 138.59 = 0$$

$$a = -11.11 + \sqrt{(11.11)^2 + 138.59} = 5.08 \text{ cm (x = 5.97 cm)}$$

$$\sigma_s' = 19.10 - 1.84 x 5.08 = 9.76 \text{ kN / cm}^2$$

$$M_r = 0.85 x f_{cd} x b x a x (d - 0.5 x a) + A_s' x \sigma_s' x z_s \\ = 0.85 x 1.1 x 30 x 5.08 x (45 - 0.5 x 5.08) + 15.21 x 9.76 x 40$$

$$M_r = 11988.28 \text{ kNcm} = 119.88 \text{ kNm}$$

Bu üç nokta belirlendikten sonra, ara noktalar için N_r , M_r 'lerin bulunmasına geçilir.

Küçük eksantrisite bölgesi ($e < e_b$, $a > a_b$)

Tanımlama gereği $\sigma_s < f_{yd}$; $\sigma_s' = f_{yd}$

Küçük eksantrik bölgesi için (3.30), (3.44) ve (3.45) ifadeleri yazılırsa:

$$\sigma_s = 60 x (k_1 x \frac{d}{a} \cdot 1) \leq f_{yd} \text{ kN/cm}^2$$

$$N_r = 0.85 x f_{cd} x a x b + (A_s' x (f_{yd} - \sigma_s))$$

$$M_r = N_r x e = 0.85 x f_{cd} x a x b x (h - a) / 2 + A_s' (f_{yd} + \sigma_s) x z_s / 2$$

Bilinen değerler yerine yerleştirilirse:

$$\sigma_s = \frac{2295}{a} - 60$$

$$N_r = 28.05 x a + 15.21 x (19.1 - \sigma_s)$$

$$M_r = 28.05 x a x (50 - a) / 2 + 15.21 x (19.1 + \sigma_s) x 40 / 2 \\ = 14.025 x a x (50 - a) + 304.2 x (19.1 + \sigma_s)$$

Büyük eksantrisite bölgesi ($e > e_b$; $a < a_b$)

Tanımlama gereği $\sigma_s = f_{yd}$; $\sigma_s' \leq f_{yd}$

Büyük eksantrisite bölgesi için (3.40) ve (3.41) ifadelerinden:

$$\sigma_s' = 60 x (1 - k \frac{d'}{a}) \leq f_{yd} \text{ kN/cm}^2$$

$$N_r = 0.85 x f_{cd} x a x b + A_s' x (\sigma_s' - f_{yd})$$

$$M_r = 0.85 x f_{cd} x a x b x (h - a) / 2 + A_s' x (f_{yd} + \sigma_s') x z_s / 2$$

Değerler yazılırsa:

$$\sigma_s' = 60 - \frac{255}{a}$$

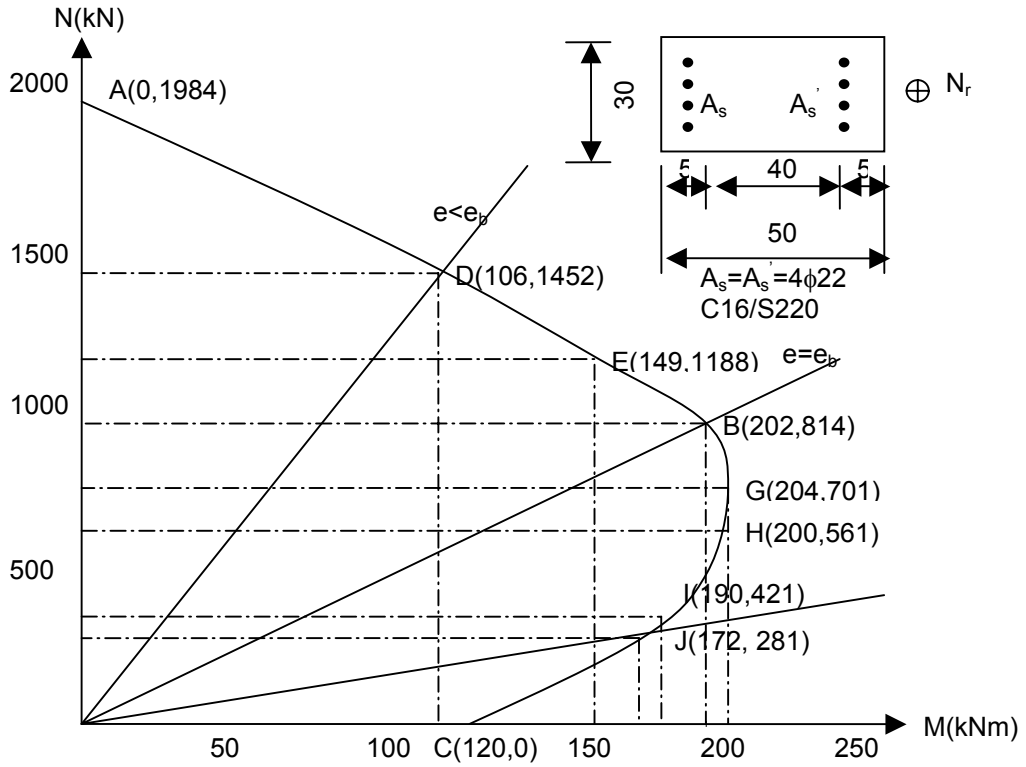
$$N_r = 28.05 x a + 15.21 x (\sigma_s' - f_{yd})$$

$$M_r = 14.025 x a x (50 - a) + 304.2 x (19.1 + \sigma_s')$$

Aşağıdaki tabloda a 'ya 5 cm aralıkla değerler verilerek bulunan noktalara ait N_r , M_r değerleri ile basınç kırılması bölgesinde σ_s çekme kırılması bölgesinde σ_s değerleri verilmiştir.

σ_s ' in (-) değerleri basınç gerilmesidir. Bütün kesit basınca çalışmaktadır. Basınç donatısındaki σ_s gerilmeleri parantez içinde gösterilmiştir.

Nokta	A	D	E	F	B	G	H	I	J	C
$a(\text{cm})$	50	40	35	30	29.01	25	20	15	10	5.08
$\sigma_s(\sigma_s)$ kN/cm ²	-19.1	-2.6	5.6	16.5	19.1	(19.1)	(19.1)	(19.1)	(19.1)	(9.8)
$N_r(\text{kN})$	1983.5	1452.4	1187.5	881.1	813.8	701.3	561	420.8	280.5	0
$M_r(\text{kNm})$	0	106.2	148.7	192.5	201.6	203.9	200.4	189.9	172.3	119.9
e	0	0,07	0.13	0.22	0.248	0.29	0.36	0.45	0.61	∞



Şekil 3.19. Kesiti, donatısı ve malzemesi bilinen simetrik donatılı dikdörtgen kolonun karşılıklı etki diyagramı (Berktaş, 2003)

3.3.2. İki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli kolonların boyutlandırılması

Statik hesap sonucu N_d , M_d hesap değerleri bulunmuştur. Bu hesapları yapabilmek için de kolonlara ön boyut verilmiş olması gerekir. Bu ön boyutlar uygun ise, A_s ve A_s' aranmaktadır. Hesaplarda, taşıma gücü bölümünde verilen denklemler yardımıyla hazırlanan abaklar kullanılır. Burada, uygulamada en çok kullanılan, simetrik donatılı dikdörtgen kesitler için hazırlanmış "boyutsuz karşılıklı etki diyagramı" hakkında bilgi verilecektir.

$$\rho = A_s / b x h = A_s' / b x h \quad (3.46)$$

3.3.2.1. Küçük eksantrisite durumu ($e / h \leq e_b / h$)

Bilindiği gibi bu durumda basınç kırılması oluşacaktır. Tanımlama gereği $\sigma_s < f_{yd}$ dir. $\sigma_s' = f_{yd}$ alınabilir. $E = 0,1 h$ ve $N_d / b h > 0,9 f_{cd}$ durumları TS 500 / 84 önlenmektedir. (3.23) ve (3.24) ifadelerinde N_r ve M_r yerine N_d , M_d , A_s' yerine de (3.25)'deki değeri yazılırsa:

$$N_d = 0.85 f_{cd} x a x b + \rho x b x h x (f_{yd} - \sigma_s) \quad (3.47)$$

$$M_d = N_d x e = 0.85 x f_{cd} x a x b x (h - a) / 2 + \rho x b x h x (f_{yd} + \sigma_s) x z_s / 2 \quad (3.48)$$

Bu ifadeleri boyutsuz hale getirmek için (3.47), $(b h f_{cd})$ ile (3.48) de $(b h^2 f_{cd})$ ile bölünürse :

$$\frac{N_d}{b x h x f_{cd}} = 0.85 x \frac{a}{h} + \rho x \frac{f_{yd} - \sigma_s}{f_{cd}} \quad (3.49)$$

$$\frac{M_d}{b x h^2 x f_{cd}} = \frac{N_d}{b x h x f_{cd}} x \frac{e}{h} = 0.425 x \frac{a}{h} x \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 x \rho x \frac{z_s}{h} x \frac{f_{yd} + \sigma_s}{f_{cd}}$$

(3.50)

Diğer taraftan σ_s değeri (3.30) yardımıyla;

$$\sigma_s = 0.003 x E_s x \left(k_1 x \frac{d}{a} - 1\right) \leq f_{yd}$$

Burada $d = z_s + d'$ ve $d' = 0.5 (h - z_s)$ dir.

$d = 0.5 x (z_s + h)$ (3.30)'da yerine yazılırsa;

$$\sigma_s = 0.003 \times E_s \times [0.5 \times k_1 \times (\frac{z_s}{a} + \frac{h}{a}) - 1] \leq f_{yd}$$

$$\sigma_s = 0.003 \times E_s \times [0.5 \times k_1 \times (\frac{h}{a} \times \frac{z_s}{h} + \frac{h}{a}) - 1] \leq f_{yd}$$

$$\sigma_s = 0.003 \times E_s \times [0.5 \times k_1 \times \frac{h}{a} \times (\frac{z_s}{h} + 1) - 1] \leq f_{cd} \quad (3.51)$$

$$\sigma_s = A_1 \times f_{yd}; \quad (0 \leq A_1 \leq 1); \quad \text{ve} \quad \rho \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \omega \quad \text{denilirse ifadeler daha basit hale}$$

getirilebilir.

$$\frac{N_d}{b \times h \times f_{cd}} = 0.85 \times \frac{a}{h} + \omega \times (1 - A_1) \quad (3.49a)$$

$$\frac{M_d}{b \times h^2 \times f_{cd}} = 0.425 \times \frac{a}{h} \times (1 - \frac{a}{h}) + 0.5 \times \frac{z_s}{h} \times \omega \times (1 + A_1) \quad (3.50a)$$

$$A_1 = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{0.003 \times E_s}{f_{yd}} \times [0.5 \times k_1 \times \frac{h}{a} \times (\frac{z_s}{h} + 1) - 1] \leq 1 \quad (3.51a)$$

σ_s değerleri a / h ve z_s / h bağlı olarak hesaplanabilir. (3.49) ve (3.50) ifadelerinin sağ taraflarında bunlara ek olarak ρ ve malzeme mukavemet değerleri vardır. Belirli malzeme türü ve kesit geometrisine bağlı olan z_s / h değeri için bir boyutsuz karşılıklı etki diyagramı hazırlanmak istensin; küçük eksantrisite bölgesinde seçilen bir donatı yüzdesi için, (a / h) 'a bağlı olarak $N_d / b \times h \times f_{cd}$ ve $M_d / b \times h^2 \times f_{cd}$ değerleri, (3.49), (3.50), (3.51)'den hesaplanabilir. a / h 'in değişim bölgesi,

$\frac{a_b}{h} \leq \frac{a}{h} \leq 1$ olur. σ_s in negatif çıkması bütün kesitin basınca çalıştığını gösterir.

3.3.2.2. Dengeli durum ($e / h = e_b / h$)

Karşılıklı etki diyagramının belirli üç noktasından birini gösterir. Tanım gereği $\sigma_s = f_{cd}$ olmaktadır. Bu değer (3.49) ve (3.50)'de yazılırsa:

$$\frac{N_b}{f_{cd} \times b \times h} = 0.85 \times \frac{a_b}{h} \quad (3.52)$$

$$\frac{M_b}{f_{cd} \times b \times h^2} = \frac{N_b}{f_{cd} \times b \times h} \cdot \frac{e_b}{h} = 0.425 \times \frac{a_b}{h} \times (1 - \frac{a_b}{h}) + \frac{z_s}{h} \times \rho \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.53)$$

$$\frac{a_b}{h} = \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_{yd}} \cdot k_1 \times \frac{d}{h} = \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_{yd}} \cdot 0.5 \times k_1 \times \left(1 + \frac{z_s}{h}\right) \quad (3.54)$$

Görüldüğü gibi dengeli durumu belirleyen $\frac{N_b}{f_{cd} b h}$ değerleri belirli bir donatı türü ve z_s / h değeri için sabittir ve x eksenine paralel bir doğru ile gösterilebilir. Yine ω notasyonu kullanılırsa:

$$\frac{M_b}{f_{cd} \times b \times h^2} = 0.425 \times \frac{a_b}{h} \times \left(1 - \frac{a_b}{h}\right) + \frac{z_s}{h} \times \omega \quad (3.53a)$$

3.3.2.3. Büyük eksantrisite durumu ($e / h \geq e_b / h$)

Çekme kırılması tanımlama gereği $\sigma_s = f_{yd}$; $\sigma_s < f_{yd}$, aksi halde σ_s ' nün ise eksantrikliğin çok büyük olduğu durumlarda $\sigma_s < f_{yd}$, aksi halde $\sigma_s = f_{yd}$, aksi halde olduğu bilinmektedir.

$$N_d = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + \rho \times b \times h \times (\sigma_s' + f_{yd}) \quad (3.55)$$

$$M_d = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times (h - a) / 2 + \rho \times b \times h \times (\sigma_s' + f_{yd}) \times z_s / 2 \quad (3.56)$$

$$\frac{N_d}{b \times h \times f_{cd}} = 0.85 \times \frac{a}{h} + \rho \times \frac{\sigma_s' - f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.57)$$

$$\frac{M_d}{b \times h^2 \times f_{cd}} = 0.425 \times \frac{a}{h} \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \times \rho \times \frac{z_s}{h} \times \frac{\sigma_s' + f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.58)$$

Uygunluk şartından:

$$\sigma_s' = 0.003 \times E_s \times \left(1 - k_1 \times \frac{d'}{a}\right) \leq f_{yd}$$

$$d' = 0.5 \times (h - z_s)$$

$$\sigma_s' = 0.003 \times E_s \times \left[1 - 0.5 \times k_1 \times \frac{h}{a} \times \left(1 - \frac{z_s}{h}\right)\right] \leq f_{yd} \quad (3.59)$$

(3.57), (3.58), (3.59) ifadelerinden eğrinin büyük eksantrisite bölümü (a/h)'a bağlı olarak çizilebilir. Yine $\sigma_s' = A_2 f_{yd}$ denirse:

$$\frac{N_d}{b \times h \times f_{cd}} = 0.85 \times \frac{a}{h} + \omega \times (A_2 - 1) \quad (3.57a)$$

$$\frac{M_d}{b \times h^2 \times f_{cd}} = 0.425 \times \frac{a}{h} \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \times \frac{z_s}{h} \times \omega \times (A_2 + 1) \quad (3.58a)$$

$$A_2 = \frac{0.003 \times E_s}{f_{yd}} \left[1 - 0.5 k_1 \times \frac{h}{a} \times \left(1 - \frac{z_s}{h} \right) \right] \leq 1 \quad (3.59a)$$

Basınç donatının akmaması için gerekli eksantrisite bir örnek üzerinden araştırılabilir: Çelik S 220 ve $z_s / h = 0,9$ olsun.

$$A_2 = 1 \text{ için } \sigma_s' = f_{yd} \times 600 \left[1 - 0.425 \times \frac{h}{a} (1 - 0.9) \right] = 191$$

$$\frac{h}{a} = 16.039; \quad \frac{a}{h} = 0.062; \quad \frac{N_d}{bh f_{cd}} = 0.053;$$

$$\frac{N_d}{bh f_{cd}} \times \frac{e}{h} = 0.425 \times 0.062 \times (1 - 0.062) + 0.9 \times \omega$$

$$\frac{e}{h} = 0.47 + 16.98 \times \omega$$

$\omega = \omega'$; $\sigma_s' < f_{yd}$ için e / h 'in alt sınır

	$\omega = 0.5$	$\omega = 0.4$	$\omega = 0.3$	$\omega = 0.2$	$\omega = 0.1$	$\omega = 0.05$
$e / h > \text{ise}$	8.96	7.26	5.56	3.87	2.17	1.32
$\sigma_s' < f_{yd}$						

Yurdumuzda kullanılmakta olan karşılıklı etki diyagramları mekanik donatı yüzdesine göre hazırlanmıştır. Uğur Ersoy'un "Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı" kitabı ve yine kendi yönetiminde bir ODTÜ ekibi tarafından hazırlanan "Taşıma gücü el kitabı"ndaki abaklar yardımıyla dikdörtgen ve dairesel kolonlarda toplam mekanik donatı yüzdesi $\omega_t = \rho_t \times f_{yd} / f_{cd}$ bulunabilir.

Altay Gündüz'ün "Betonarme, Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesabı" kitabında hazırladığı karşılıklı etki diyagramları ise, simetrik donatılı dikdörtgen kolonlarda, bir yüzdeki mekanik donatı yüzdesinin bulunmasını sağlamaktadır.

$$\omega = \rho \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

İngiliz betonarme yönetmeliği CP 110'a ek olarak verilen abaklar yardımıyla doğrudan toplam donatı yüzdesi elde edilmektedir, ancak abaklar boyutsuz değildir.

Burada kullanılan abaklar tezin sonuna eklenmiştir. EK 3 te yer almaktadır.

Abak 1, S 220, $z_s / h = 0.70$

Abak 6, S 420 $z_s / h = 0.70$

Abak 2, S 220, $z_s / h = 0.75$

Abak 7, S 420 $z_s / h = 0.75$

Abak 3, S 220, $z_s / h = 0.80$ Abak 8, S 420 $z_s / h = 0.80$ Abak 4, S 220, $z_s / h = 0.85$ Abak 9, S 420 $z_s / h = 0.85$ Abak 5, S 220, $z_s / h = 0.90$ Abak 10, S420 $z_s / h = 0.90$ **3.3.2.4. Boyutsuz karşılıklı etki diyagramlarının kullanılışı:**Verilenler: $N_d, M_d, b, h, f_{yd}, f_{cd}$; Aranan: $A_s = A_s'$ 1) Kullanılan donatı türü ve z_s / h değeri için faydalanılacak abak seçilir.2) $N_d / (b h f_{cd})$ ve $M_d / (b h^2 f_{cd})$ değerleri hesaplanır.3) Abaktan ω değeri okunur.

4) $\rho = \rho' = \omega \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

5) $A_s = A_s' = \rho \times b \times h$ bulunur.

Karşılıklı etki diyagramları ile kesit ve donatısı verilen bir kolonun, belirli bir eksantriklikle, taşıyabileceği normal kuvvet de hesaplanabilir. Bunun için:

1) $\rho = A_s / b h$ hesaplanır.2) $\omega = \rho \times f_{yd} / f_{cd}$ bulunur.3) e / h hesaplanır.4) ω eğrisi ile e / h doğrusunun kesim noktasından çizilecek yatayın ordinat eksenini kestiği noktadan $\alpha = N / b \times h \times f_{cd}$ okunur.5) $N_r = \alpha \times b \times h \times f_{cd}$ hesaplanır.**3.3.2.5. Kolonlarda min ve max donatı yüzdeleri:**

Toplam donatı oranı, $\rho_t \geq 0.008$ olmalıdır. Simetrik donatılı kolonlarda $\rho = \rho' \geq 0.004$, deprem bölgelerinde ise $\rho_t \geq 0.01$, simetrik donatılı kolonlarda $\rho = \rho' \geq 0.005$ olmalıdır. Beton alanının statikçe gerekli enkesite göre hesaplanabilir. Statikçe gerekli enkesite göre hesaplanabilir. Statikçe gerekli enkesit $\rho_t = 0.008$ (deprem bölgelerinde 0.01) alınarak bulunan enkesittir. Ancak hiçbir halde donatı yüzdesi mevcut beton kesitinin 0.004'ünden (deprem bölgelerinde 0.005'inden) aşağı olamaz.

$\rho_t \leq 0.04$ (etriyeli kolonlarda); $\rho_t \leq 0.06$ (fertli kolonlarda) olmalıdır.

Kolon boyutları 25 cm'den, kullanılan donatı çapı 14 mm'den küçük olamaz.

Bu donatı sınırlandırmalarına göre problemin çözümünde bazı durumlara karşılaşılabılır.

- ❖ $\rho = \rho' < \rho_{\min}$ çıkabilir. Kesit büyük seçilmiştir. $\rho = \rho_{\min}$ kullanılarak $A_s = A_s'$ $= \rho_{\min} b h$ olarak hesaplamak ekonomik değildir. İzlenecek yol aşağıda belirtilmiştir: e / h oranı aynı tutularak $\alpha = N_d / (f_{cd} b x h)$ değeri okunur.

Statik bakımdan gerekli kesit bulunur.

$$(b \times h)_{\text{ger}} = \frac{N_d}{\alpha \times f_{cd}}$$

$$(b h)_{\text{ger}} \geq 0.5 b \times h \text{ ise } A_s = A_s' = \rho_{\min} \times (b \times h)_{\text{ger}}$$

$$(b h)_{\text{ger}} < 0.5 b \times h \text{ ise } A_s = A_s' = \rho_{\min} \times (0.5 \times b \times h)$$

- ❖ $\rho = \rho' > \rho_{\max}$ çıkabilir. Bu durumda beton kesit dış etkileri karşılamaya yetmiyor demektir. Kesit büyütülmelidir.

3.3.3. Dört yüzünde de donatı bulunan dikdörtgen kısa kolonlar

Bir dikdörtgen kesitte donatı kesit yüzeyine, çevre boyunca, dağıtılmış olabilir. Bu durumda kesitin eksantrik normal kuvvet taşıma gücünün hesabında, yalnız iki yüzünde donatı bulunan kesitlere oranla, bazı güçlükler doğar. Bunun nedeni, değişik düzeylerde olmasıdır. Çözüme, yine denge ve deformasyonların uygunluğu şartından yararlanarak gidilebilir.

Şekil 3.20.'de simetrik ve dört yüzünde donatı olan dikdörtgen bir kesitteki deformasyon ve gerilmelerin yayılışı ile, eşdeğer beton gerilme diyagramı ve bileşke kuvvetler gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi, herhangi bir çubuktaki deformasyon, ona bağlı olarak gerilme, bu çubuğun basınç kenarına olan d_i uzaklığı ile orantılıdır. Basınç deformasyonu (kısılma) (+), çekme deformasyonu (-) olarak gösterilirse:

$$\varepsilon_{si} = 0.003 \times \frac{x - d_i}{x} \text{ uygunluk şartı} \quad (3.60)$$

$$\varepsilon_{si} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \text{ ise } \sigma_{si} = f_{yd}$$

$$-\frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{si} < \frac{f_{yd}}{E_s} \text{ ise } \sigma_{si} = \varepsilon_{si} \times E_s \quad (3.61)$$

$$\epsilon_{si} \leq -\frac{f_{yd}}{E_s} \text{ ise } \sigma_{si} = -f_{yd}$$

olacaktır. Buna göre herhangi bir i çubuğundaki kuvvet, genel olarak, “ $\sigma_{si} \times A_{si}$ ” şeklinde ifade edilebilir. A_{si} , i çubuğunun kesit alanıdır.

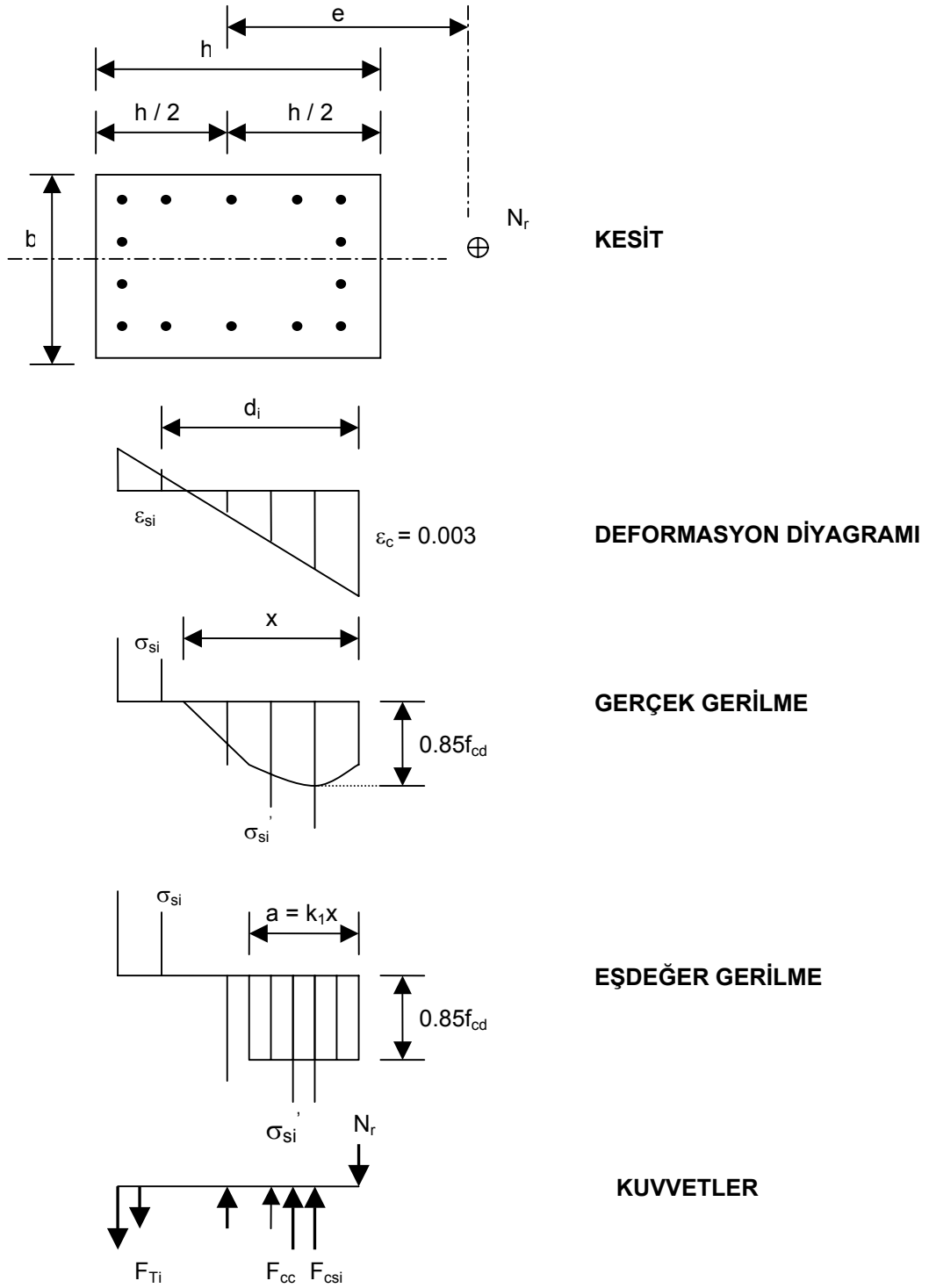
Şu halde n çubuğu olan bir dikdörtgen kesitte denge denklemleri:

$$N_r = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \times A_{si} \quad (3.62)$$

$$M_r = N_r \times e = 0.85 \times f_{cd} \times a \times b \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \times A_{si} \times \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (3.63)$$

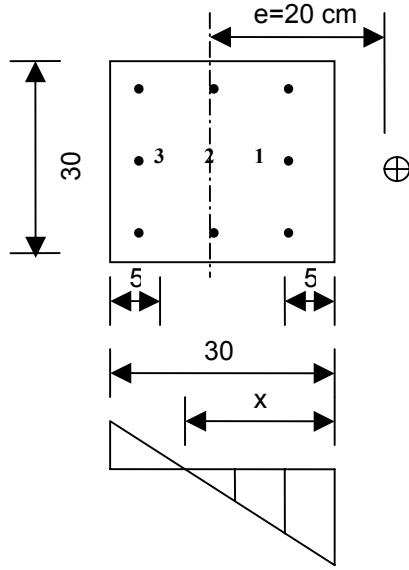
Bu bağıntılarında gerilmeleri, işaretleri ile kullanmak gerekir. Tarafsız eksenin konumu belli olmadığı için en uygun yol deneme-yanılma yöntemidir. Belirli bir e eksantrikliği ile kesitin normal kuvvet taşıma gücünün hesabında izlenecek genel hesap yolu şöylece özetlenebilir:

- ❖ Tarafsız eksenin derinliği x için bir değer seçilir.
- ❖ Bütün donatı çubuklarındaki gerilmeler (3.39) ve (3.40) yardımıyla hesaplanır.
- ❖ (3.41) ve (3.42) yardımıyla N_r , M_r ve e değerleri hesaplanır.
- ❖ Verilen e değeri buluncaya kadar 1,2,3 aşamalarına göre hesaba devam edilir.



Şekil 3.20. Dört yüzünde donatı bulunan kolonlar (Berktay, 2003)

Örnek 3.10.



Malzeme C16 / S220

$$A_{st} = 8\phi 14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} / f_{yd} = 11/191 \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = 191 / 2.10^5 = 0.000955 \cong 0.001$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_{s3} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$F_{cc} = 0.85x f_{cd} x b x a = 0.85 x 1.1 x 30 x a = 2.805 x a$$

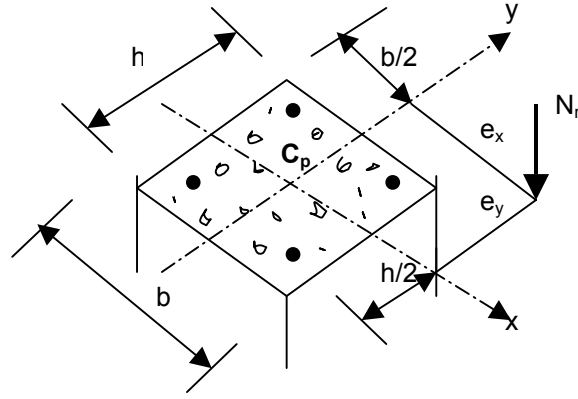
$$d_1 = 5 \text{ cm}; \quad d_2 = 15 \text{ cm}; \quad d_3 = 25 \text{ cm}$$

x	a	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}	ϵ_{s3}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_{s3}	F_{cc}	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	N_r	M_c	M_{s1}	M_{s3}	M_r	e
cm	cm	-	-	-	kN/cm ²	kN/cm ²	kN/cm ²	kN	kN	kN	kN	kN	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm	cm
15	12.75	-	-	-	19.1	0.00	19.1	357.6	88.2	0.00	88.2	357.6	3084.3	882	882	4848.3	13.56
13	11.05	0.0018	0.00046	0.0028	19.1	9.23	19.1	310	88.2	28.4	88.2	281.6	2937.3	882	882	4701.3	16.69
12	10.20	0.00175	0.00075	0.003	19.1	15	19.1	286.1	88.2	46.2	88.2	239.9	2832.4	882	882	4596.4	19.6
11	9.78	0.0017	0.0009	0.0035	19.1	18.25	19.1	274	88.2	5.62	88.2	218	2772.8	882	882	4536.8	20.8

Sonuç: e = 20 cm için $N_r = 228$ kN

3.3.4. İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen kısa kolonlar

Şimdiye kadar incelenen kolonlar, basınç kuvvetiyle birlikte, tek bir eksen etrafında eğilme momenti etkisindeki kolonlardı. Uygulamada ise bazı kolonlar (örneğin köşe kolonları) her iki eksen etrafında eğilme momenti etkisinde kalırlar (Şekil 3.21.). Diğer kolonlar için de düşey ve yatay yük etkilerinin birlikte değerlendirilmesi durumunda (yatay yükün x ve y doğrultularında) ayrı ayrı etkimesi dikkate alınır. İki eksenli bileşik eğilme söz konusudur. Bu bölümde, iki eksenli bileşik eğilmenin genel bağlantılarına kısaca değinildikten sonra, taşıma gücünün hesabını sağlayan yaklaşık bir yöntem verilmekle yetinilecektir.



Şekil 3.21. İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki simetrik donatılı kolon (Berkday, 2003)

$$e_x: x \text{ doğrultusundaki eksantriklik } (e_x = \frac{M_{ry}}{N_r})$$

$$e_y: y \text{ doğrultusundaki eksantriklik } (e_y = \frac{M_{rx}}{N_r})$$

M_{rx} : x eksenine göre moment (y doğrultusunda eğilme yapan moment)

M_{ry} : y eksenine göre moment (x doğrultusunda eğilme yapan moment)

Denge denklemleri (Basınç için +, çekme için – işaret kullanılacak)

$$N_r = F_{cc} + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} \quad (3.64)$$

$$M_{rx} = N_r e_y = F_{cc} \left(\frac{h}{2} - \bar{y} \right) + (F_{s1} + F_{s2}) \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (F_{s3} + F_{s4}) \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (3.65)$$

$$M_{ry} = N_r e_x = F_{cc} \left(\frac{b}{2} - \bar{x} \right) + (F_{s1} + F_{s3}) \left(\frac{b}{2} - d' \right) - (F_{s2} + F_{s4}) \left(\frac{b}{2} - d' \right) \quad (3.66)$$

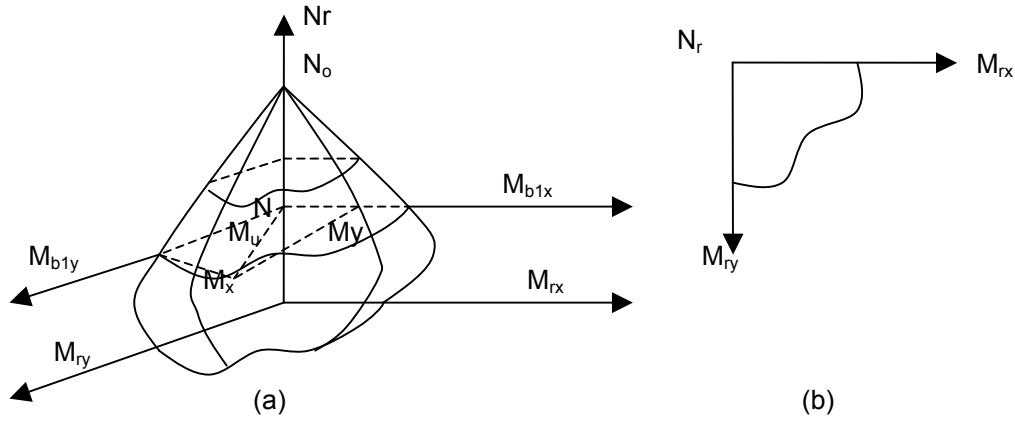
\bar{x}, \bar{y} : Basınç bölgesi ağırlık merkezinin C_p ye uzaklığının x ve y doğrultusundaki izdüşümleri

Bileşik eğilme etkisinde bir kolonun karşılıklı etki yüzeyleri şekil 3.22.'de gösterilmiştir.

Verilen her N_r yükü için kesiti kırılma durumuna getirecek değişik M_{rx} , M_{ry} kombinezonları olabilir. Bu o yük düzeyi için, M_{rx} ve M_{ry} karşılıklı etki diyagramını oluşturur.

Şekil 3.22b. her yük düzeyi için bu diyagramlar sonuçta kesitin iki eksenli eğilmede mukavemet zarfını, karşılıklı etki yüzeyini, oluşturur. Dengeli kırılma konumuna kadar kesitin moment taşıma kapasitesi artar, daha sonra hızla azalmaya başlar, karşılıklı etki diyagramlarının çevirdiği alan küçülür. En üst düzeydeki nokta, kesitin, eksenel kuvvet taşıma gücünü (N_o) gösterir.

İki eksenli bileşik eğilmede taşıma gücü ve tasarım hesabı-deneme yanılma yönteminin kullanılmasını gerektirdiğinden- güç ve zaman alıcıdır. Bunun yerine yaklaşık yöntemler kullanılır.



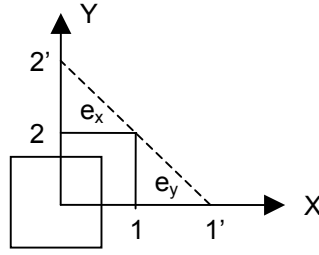
Şekil 3.22. a) İki eksenli bileşik eğilme etkisinde karşılıklı etki yüzeyi b) Herhangi bir N düzeyinden alınan yatay kesit (Berktaş, 2003)

3.3.4.1. Yaklaşık yöntemler

1) Bresler denklemi olarak anılan, Sovyet yönetmeliğinden anılan bu yönteme göre, iki eksenli bileşik eğilme etkisinde bir kolonun taşıma gücü:

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{ro}} \quad (3.67)$$

bağıntısıyla bulunabilir.



Şekil 3.23. e_x ve e_y eksantrikliğiyle etkileyen N_r kuvveti (Berktaş, 2003)

(3.67) bağıntısında:

N_r : İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kolonun taşıma gücü

N_{rx} : Yalnız e_x eksantrisitesi etkisindeki kolonun taşıma gücü (1 noktasında etkileyen N kuvvetinin max değeri)

N_{ry} : Yalnız e_y eksantrisitesi etkisindeki kolonun taşıma gücü (2 noktasında etkileyen N kuvvetinin max. değeri)

N_{r0} : Kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

gösterilmektedir.

$$N_r \geq N_d \text{ olmalıdır.} \quad (3.68)$$

Bu bağıntı $N_r < 0,1 N_{r0}$ olması durumunda doğru sonuç vermez. Bu uygulamada az karşılaşılan bir durumdur. Böyle bir durumda eksenel yükü yok sayıp, iki eksenli basit eğilmeye göre hesap yapılabilir. Görüldüğü gibi verilen denklem, kesit hesabından çok taşıma gücünün bulunmasında kullanışlıdır. Kesit hesabında önce bir donatı seçip $N_r \geq N_d$ olacak şekilde donatıyı değiştirerek tatonman yapmak gerekmektedir.

2) Bresler aynı zamanda değişik düzeylerdeki N_r yüklerine karşılık, yaklaşık karşılıklı etki aileleri önerir. (Ersoy, 1987)

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{rx0}}\right)^m + \left(\frac{M_{ry}}{M_{ry0}}\right)^n = 1 \quad (3.69)$$

Burada:

$$M_{rx} = N_r x e_y$$

$$M_{ry} = N_r x e_x$$

$\left. \begin{matrix} M_{rxo} \\ M_{ryo} \end{matrix} \right\}$ Tek eksenli bileşik eğilme durumunda, gözönüne alınan yük için x ve y eksenli

etrafında moment taşıma gücü İngiliz Betonarme yönetmeliği CP 110 / 72, 3.5.6'da (3.69)'deki m ve n değerleri eşit alınarak ($m = n = \alpha_n$)

$$\left(\frac{M_x}{M_{rx}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_y}{M_{ry}} \right)^{\alpha_n} \leq 1,0 \quad (3.70)$$

sağlanacak şekilde boyutlandırılması öngörülmektedir. α_n değerleri, hesap normal kuvvetinin eksenel kuvvet taşıma gücüne oranına bağlı olarak aşağıdaki tablodan alınmaktadır.

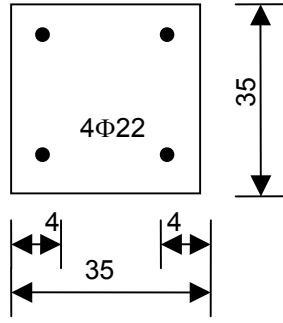
$N_d / N_{r,o}$	≤ 0.2	0.4	0.6	≥ 0.8
α_n	1.0	1.33	1.67	2.00

3) Süperpozisyon yöntemleri: Kolonun, x ve y doğrultusundaki, tek eksenli bileşik eğilmeye göre hesaplanıp, bulunan donatının toplanmasına dayanır. Bu, şekilde 3.23.'de, N_r yükünün 1 ve 2 noktalarında ayrı ayrı etkidiğinin kabul edilip sonuçlarının toplanması demektir. Güvensiz tarafta kaldığı gerekçesiyle bu yöntem eleştirilmektedir (Park,R., and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1975). Bunun yerine önerilen, Venezuela yönetmeliğinden alınan şekil 3.23.'deki 1' ve 2' noktalarına göre hesapta ise fazlaca güvenlik tarafında kalınır.

Tasarımda sıkça kullanılan Süperpozisyon yöntemi güvenilir şekilde uygulanabilir. Bunun için:

- ❖ İki doğrultuda tek eksenli eğilme için hesap yapılırken kolon ara donatıları dikkate alınmaz.
- ❖ Bulunan donatı ile (3.67) kullanılarak N_r hesaplanır ve (3.68)'den bir denetim yapılır. Sonuç olumlu ise ($N_r \geq N_d$) sorun yoktur. Değilse donatıda yapılacak küçük bir ayarlama ile (3.68) sağlanıncaya kadar iterasyon yapılır.
- ❖ Kritik olacağı başından kestirilen kolonlarda, bir doğrultuda donatı seçilirken, diğer doğrultuya göre hesaptan bulunan köşe donatılarını yok saymak, yerinde bir önlem olabilir.

Örnek 3.11. Şekilde verilen kare kesitli kolonun $e_x=e_y=15$ cm eksantriklikle karşılayabileceği normal kuvveti bulunuz.



Malzeme C 16/S 220 dir.

Verilenler:

$B = h = 35$ cm; $e_x = e_y = 15$ cm

$A_{st} = 4\phi 22 = 15.21$ cm²

İstenenler:

$N_r = ?$

Çözüm 3.11.

Bresler yaklaşık formülü kullanılacaktır.

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{r,x}} + \frac{1}{N_{r,y}} - \frac{1}{N_{r,o}}$$

Bir yüzdeki donatı oranı:

$$\rho = 15.21 / (2 \times 1225) = 0.0064; \omega = 0.0064 \times 191 / 11 = 0.11$$

$$z_s / h = 27 / 35 = 0.77 \cong 0.8; e / h = 15 / 35 = 0.43$$

Abaktan $N / b \times h \times f_{cd} = 0.45$

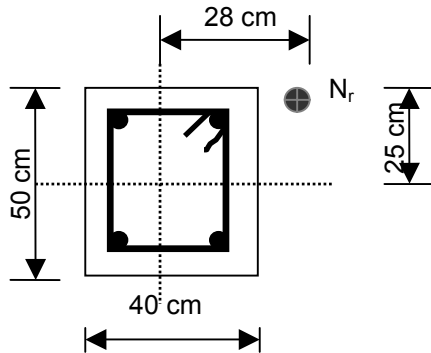
$$N_{r,x} = N_{r,y} = 0.45 \times 1225 \times 1.1 = 606.37 \text{ kN}$$

$$N_{r,o} = 0.85 \times f_{cd} \times b \times h + A_{st} \times f_{yd} = 0.85 \times 1.1 \times 1225 + 15.21 \times 19.1 = 1435.88 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{606.37} + \frac{1}{606.37} - \frac{1}{1435.88} = 0.0026$$

$$N_r = 384.4 \text{ kN} > 0.1 N_{r,o} = 143.5 \text{ kN}$$

Örnek 3.12. Şekilde boyut ve donatısı verilen kolonun $e_x=28$ cm, $e_y=25$ cm eksantriklikle taşıyabileceği normal kuvveti Bresler yaklaşık formülü ile bulunuz.



Verilenler:

$h_x = 40$ cm; $h_y = 50$ cm; $e_x = 28$ cm; $e_y = 25$ cm

$A_{st} = 4\phi 24 = 18.10$ cm²

Malzeme: C 20 / S 420

İstenen:

$N_r = ?$

Çözüm 3.12. $\rho = \rho' = 9.05 / (40 \times 50) = 0.0045$

$$\omega = 0.0045 \times \frac{365}{13} = 0.126$$

$$e_x / h_x = 0.28 / 0.40 \times 0.70; e_y / h_y = 0.25 / 0.50 = 0.50$$

$$b h f_{cd} = 40 \times 50 \times 1.3 = 2600 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{r,x}}{b h f_{cd}} = 0.27; N_{r,x} = 0.27 \times 2600 = 702 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{r,y}}{b h f_{cd}} = 0.40; N_{r,y} = 0.40 \times 2600 = 1040 \text{ kN}$$

$$N_{r,o} = 0.85 \times 1.3 \times 2000 + 365 \times 18.10 = 2210 + 660.65 = 2870.65 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{702} + \frac{1}{1040} - \frac{1}{2870.65} = 0.00203769$$

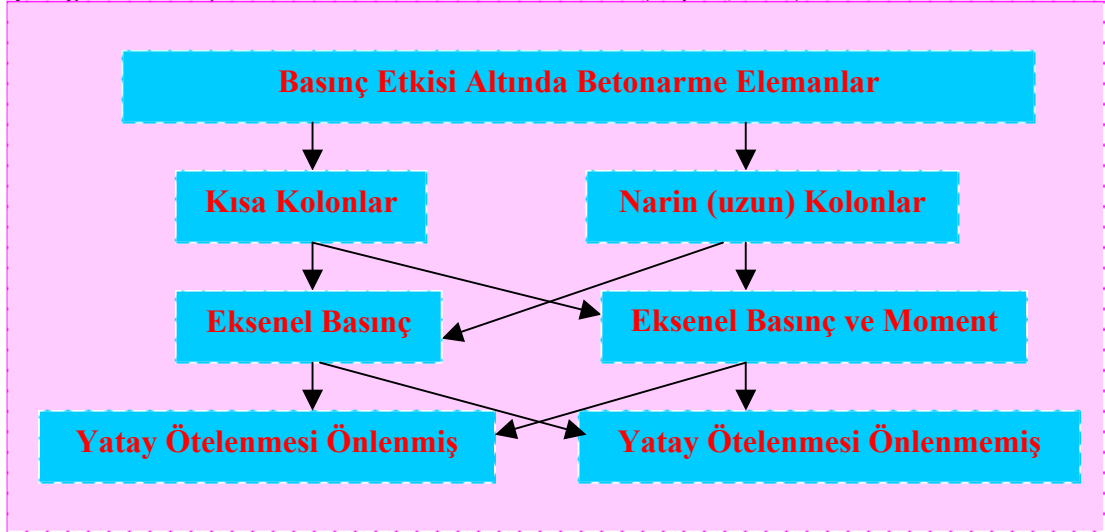
$N_r = 490 \text{ kN} > 287.06 \text{ kN}$ sonuç geçerlidir. (Berktaş, 2003)

4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

4.1. Kolonların Davranışları

Eksenel basınç (basit basınç, merkezi basınç) etkisindeki kolonların ve bileşik eğilme etkisindeki kolonların davranışları birbirinden farklıdır. Bunlar aşağıdaki alt başlıklarla açıklanacaktır. Ancak, kolon davranışlarında, dolayısıyla da tasarımında kolonlar için yanal ötelenmenin önlenip, önlenmemesi, kolonun tek eğrilikli ya da çift eğrilikli olması, kolonun kalın ya da narin olması, etriyeli yada fretli olması önemli olmaktadır (Doğangün, 2002).

Çizelge 4.1. Basınç Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlar (Kaplan, 2004)



4.1.1. Yanal ötelenmesi önlenmiş ya da önlenmemiş kolonlar

Perde duvarlar sistemlerin yanal ötelenmesini önemli derecede kısıtlamaktadır. Perdelerden başka çerçeve sistem yapılara eğik elemanlar ilave etmek suretiyle yanal ötelenme kısıtlanabilir.

Sistemin yanal ötelenmesinin önlenip önlenmemesi kolonların etkili (burkulma) boylarını değiştirmektedir. Mesnet koşullarına ve eleman özelliklerine bağlı olmakla beraber, bir fikir vermesi açısından yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerdeki kolonların etkili boyunun önlenmemiş sistemlerdeki göre iki katı

civarında daha küçük olacağı söylenebilir. Dolayısıyla da yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda daha fazla narin kolon tasarımı yapılmak zorunda kalmaktadır.

TS 500'de bir sistemin yanal ötelemesinin önlenmiş olduğunun kabul edilebilmesi için aşağıdaki üç koşuldan birinin sağlanması öngörülmektedir.

- ❖ Yapı sistemi içinde yatay kuvvetlere karşı yeterli rijitlik sağlayan perde duvar ya da benzeri elemanlar varsa yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.
- ❖ Doğrusal malzeme davranışı kabulü ile yatay ve düşey yükler altında yapılan ikinci mertebe yapısal çözümlerden elde edilen kolon uç momentlerinin, aynı varsayımlar ve yükler altında yapılan birinci mertebe çözümlerinden elde edilen kolon uç momentlerinden en çok %5 kadar farklı olduğu durumlarda yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.
- ❖ İkinci mertebe çözümlenmesi yapılmıyorsa, yapının herhangi bir katı için taşıyıcı sistemin bütünü göz önünde tutularak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanan duraylılık (stabilite) göstergesi (φ); 0.05' den büyük değilse yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.

$$\varphi = 1.5 \Delta_i \frac{\sum N_{di}}{\lambda_i V_{di}} \leq 0.05 \quad (4.1)$$

Tanımlanan bu üç koşuldan birincisi için herhangi bir sınır durum belirtilmemekle beraber, yeterli rijitlik sağlayan perde duvar ya da benzeri elemanlar varsa ifadesi kullanılmıştır. Dolayısıyla da tasarımı yapılan sistemde bu elemanlar kullanılmışsa yeterli rijitlik sağladıkları gösterilmelidir. İkinci koşulun uygulanmasında ise ikinci mertebe çözümlenmeye ihtiyaç duyulmaktadır. Üçüncü koşulun uygulanması ikinci koşula göre daha kolay olmaktadır. Daha sonra yapacağımız narin kolonlarla ilgili uygulamada bu koşul uygulanmaktadır.

Burada yanal ötelenmeye ilişkin hesaplarda çatlamamış kabulü deprem ya da rüzgâr için,

$$F_d = 1,0G + 1,0Q + 1,0E$$

$$F_d = 1,0G + 1,3Q + 1,3W$$

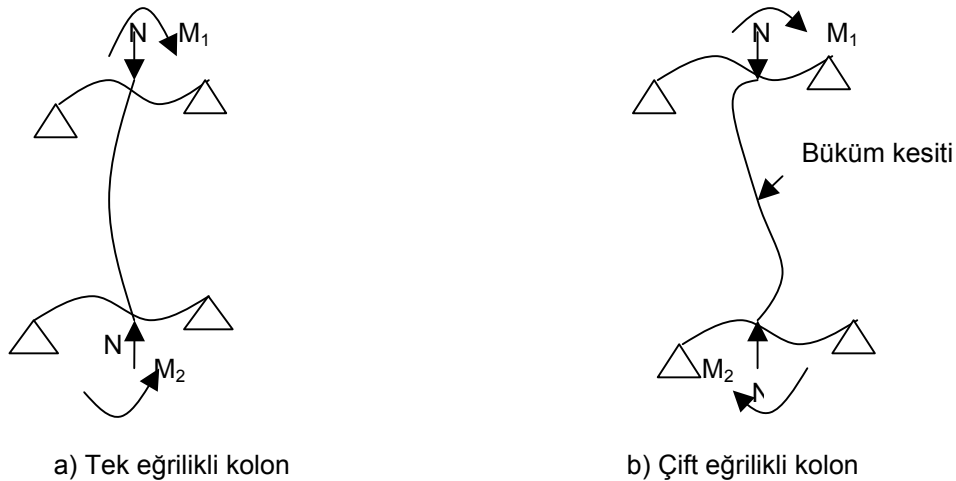
Yük birleşimlerinden (temel yük birleşimi değil) bulunan değerlerden elverişsiz olanın dikkate alınması gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır.

Yanal ötelenmenin önlenip önlenmediği bir sistemdeki herhangi bir kolonun yerdeğiştirmesi kattaki diğer kolonlardan bağımsız değildir. Dolayısıyla yanal ötelenmenin önlenmediği sistemlerde kolonlardaki ikinci mertbe momentleri hesaplanırken tüm kat kolonlarının da dikkate alınması gerekmektedir (Doğangün, 2002).

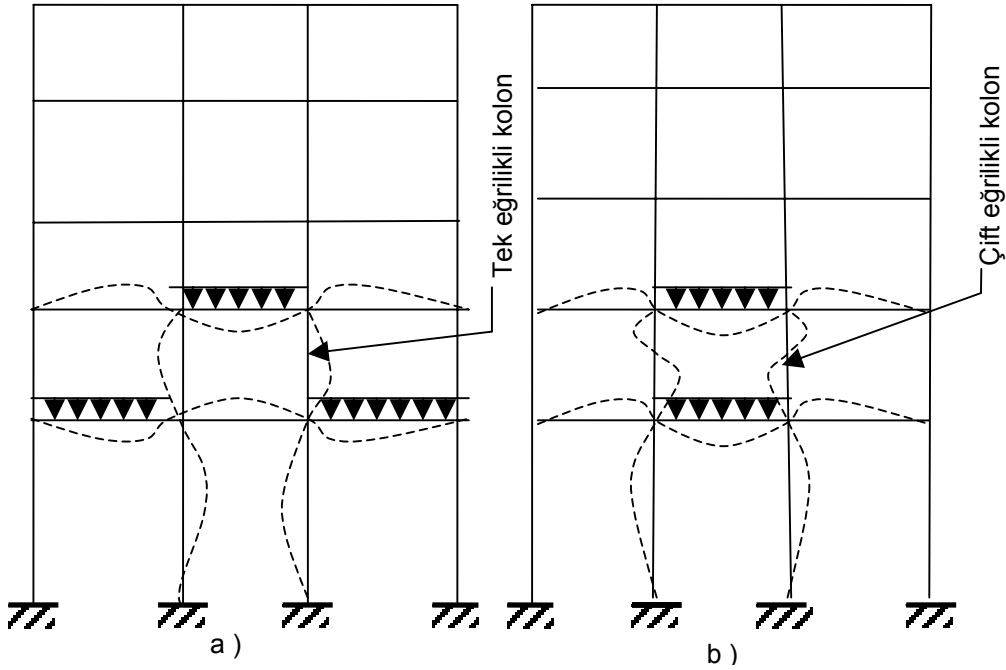
4.1.2. Tek (bir) ya da çift (iki) eğrilikli kolonlar

Kolon boyunca moment işaret değiştirmiyorsa yani kolonun iki ucu arasında bir büküm kesiti (noktası) yoksa bu tür kolonlar tek eğrilikli olarak adlandırılmaktadır (Şekil 4.1a). Kolon boyunca moment işaret değiştiriyorsa, kolonun iki ucu arasında büküm kesiti (moment sıfır noktası) oluşacağından bu kolonlar çift eğrilikli kolon olarak tanımlanmaktadır (Şekil 4.1b) (Doğangün, 2002).

Kolonların bir ya da iki eğrilikli olarak davranmalarına neden olan sistemdeki yükleme düzenidir. Bir yükleme düzeni için tek eğrilikli olarak çalışan bir kolon, diğer bir yüklemde çift eğrilikli olarak çalışabilmektedir. Birinci yükleme düzeni için tek eğrilikli, ikinci yükleme düzeni için çift eğrilikli çalışan ikinci kat kolonları şekil 4.1b.'de görülmektedir (Doğangün, 2002).



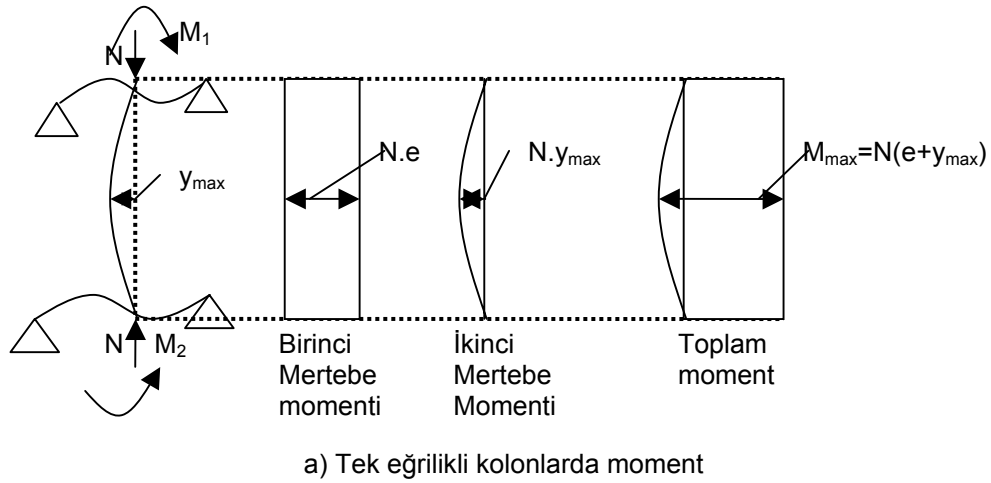
Şekil 4.1. Tek ya da Çift Eğrilikli Kolon (Doğangün, 2002)



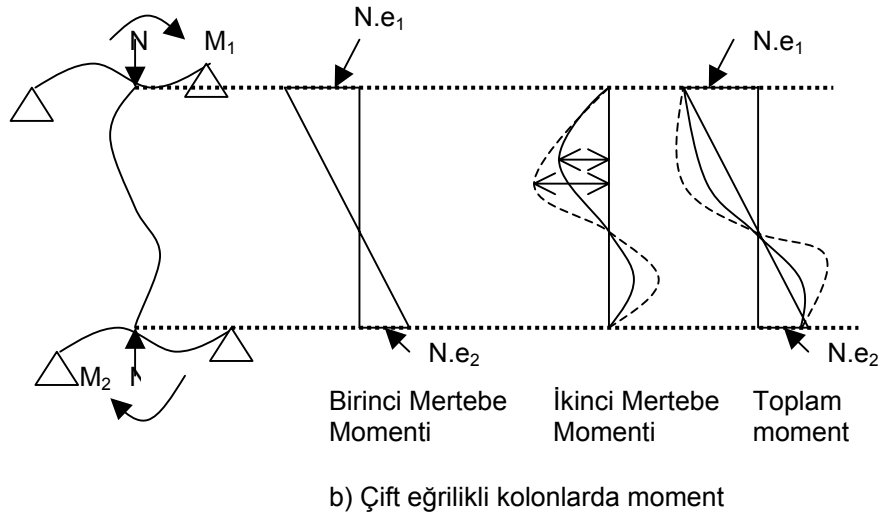
Şekil 4.2. Yükleme düzenine bağlı olarak kolonun tek yada çift eğrilikli olarak çalışması (Doğangün, 2002)

Kolonun tek ya da çift eğrilikli olması, yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde kolonun narinliği (λ_k / i) ve burkulmada moment katsayısı (C_m) üzerinde etkili olmaktadır.

Tek eğrilikli kolonlarda narinlik (oranı) ne olursa olsun birinci mertebe momenti sabit olduğundan ve ikinci mertebe momenti açıklık ortasında en büyük değere eriştiğinden, maksimum moment kolonun ortasında meydana gelmektedir (Şekil 4.3a). Ancak çift eğrilikli kolonlarda durum farklıdır. Çünkü birinci mertebe momentleri kolon uçlarında, yani ikinci mertebe momentinin sıfır olduğu noktalarda meydana gelmekte ve toplam momentin (birinci ve ikinci mertebe momentlerinin toplamının) değeri ve oluştuğu kesit narinlik oranına bağlı olarak değişmektedir. Bu durum Şekil 4.3b.'de görülmektedir. Bu şekilde kesik çizgi ile farklı narinlik oranına sahip başka bir kolonda ikinci mertebe momentlerinin değişimi görülmektedir. Diğer bir deyişle kolonun şekil değiştirmesinden oluşan ikinci mertebe momentleri, tasarım momentini tek eğrilikli kolonlarda artırırken, çift eğrilikli kolonlarda artırıp artırmadığı hususunda peşinen bir şey söylemek mümkün değildir.



Şekil 4.3a. Tek Eğrilikli Kolonda Birinci ve İkinci Mertebe Momentlerin Kolon Boyunca Değişimi
(Doğangün, 2002)



Şekil 4.3b. Çift Eğrilikli Kolonda Birinci ve İkinci Mertebe Momentlerin Kolon Boyunca Değişimi
(Doğangün, 2002)

4.1.2.1. Kısa ya da narin kolonlar

Tasarım yapılacak olan kolonun kısa ya da narin kolon olarak tanımlanmasında aşağıdaki parametreler etkili olmaktadır:

- ❖ Taşıyıcı sistemin yanal ötelenmesinin önlenip önlenmemesi
- ❖ Kolon kesit boyutları
- ❖ Kolonun boyu

- ❖ Kolonun iki ucunun mesnetlenme koşulları (kiriş rijitliklerine de bağlı)
- ❖ Kolonun tek ya da çift eğrilikli olması (ötelenmesi önlenmiş sistemler için)

Kolonlarda narinlik (oranı) burkulma boyunun eylemsizlik yarıçapına bölünmesi suretiyle aşağıdaki bağıntıyla hesaplanmaktadır:

$$\lambda = \frac{\lambda_k}{i}$$

Bu bağıntıda λ_k kolon etkili boyunu, i eylemsizlik (atalet) yarıçapını göstermektedir. Eylemsizlik yarıçapı kolon eylemsizlik momentinin (I), enkesit alanına (A_c) bölümünün karekökü olarak,

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

bağıntısı ile belirlenmektedir.

Kısa (kalın) ve narin (uzun) kolonların davranışları birbirinden önemli oranda farklıdır. Çünkü kalın kolonlarda kırılma, betonun ezilmesi ve boyuna donatıların burkulması ile gerçekleşmektedir. Narin kolonlarda ise burkulma ön plana çıkmakta, narinlik arttığı zaman kolonun stabilite kırılmasına (burkulmasına) bile neden olabilmektedir.

Narinlik üzerinde kolonun etkili boyu (burkulma boyu) ve kesit boyutları etkili olmaktadır (Doğangün, 2002).

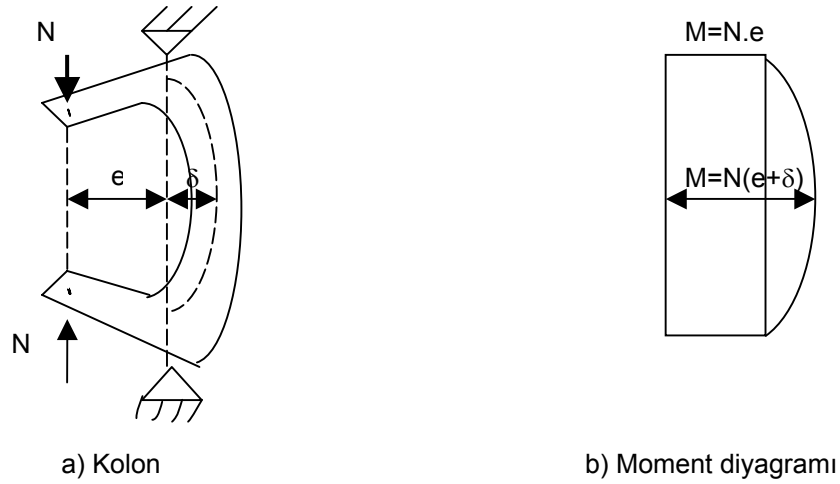
4.2. Narin Kolonlar

“Narin kolon” deyimi ile burkulmanın, taşıma gücüne etkili olduğu kolonlar belirtilmektedir. Kolonun eğilme etkisiyle yaptığı deformasyon sonucu kesite etkiyen (N) normal kuvveti 2. mertebede momentler oluşturur. Bazı durumlarda bu momentler, boyutlandırmada kesinlikle gözönüne alınmalarını gerektiren, bir önem kazanır. Şekil 4.4.’de tek eğrilikli bir kolonda meydana gelen 2. mertebe momentler gösterilmiştir.

Şekil 4.4.’de görüldüğü gibi, yanıl deplasmanı önlenmiş ve her iki ucundan, aynı yüzde çekme meydana getirecek biçimde eksantrik yüklenmiş bu tür kolonlarda 2. mertebe momentleri daima momenti artırıcı etki yapar ve en büyük moment kolon

ortasında oluşur. Sonuçta, eksantriklik artışı için kolonun normal kuvvet taşıma gücü azalır. Kolonun davranışı karşılıklı etki diyagramında görülebilir.

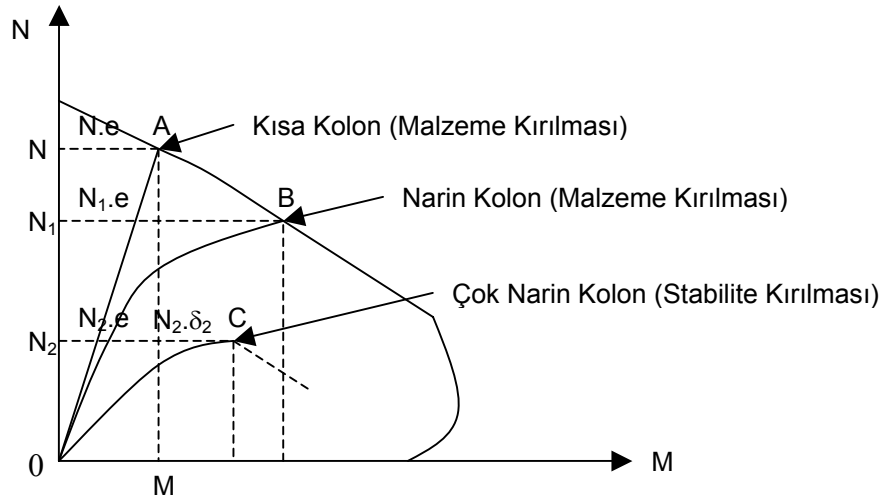
Şekil 4.5.'de görüldüğü gibi, kısa kolon durumunda, M-N ilişkisini belirleyen e değeri doğrusal kalır ve kolon N yüküne ulaştığı zaman kırılır. Aynı kesit ve donatıdaki kolon ise, narin kolon davranışıyla, δ_1 ilave eksantrikliği ve $N_1\delta_1$ 2. mertebe momenti nedeniyle, doğrusallığını kaybederek N 'den daha küçük bir N_1 yükü altında kırılmaktadır. Şekil 4.5.'de aynı kesit ve donatıda, biri kısa diğeri narin iki kolonun davranış farkı karşılıklı etki diyagramını kestikleri A ve B noktaları ile gösterilmektedir. Her iki durumda kırılma malzemenin limit dayanım değerlerine ulaşması ile oluşur. Bu nedenle “malzeme kırılması” olarak adlandırılır.



Şekil 4.4. Eksantrik yüklenmiş narin kolon (Berktay, 2003)

Narinliğin çok büyük olması durumunda ise kolon karşılıklı etki diyagramına erişmeden stabilitesini kaybederek kırılır. Şekilde C noktasında gösterilen kırılma böyledir ve “stabilite kırılması” olarak adlandırılır. Betonarme kolonlarda kesit boyutları yönetmeliklerle sınırlandırılmış olduğundan böyle bir stabilite problemiyle pek karşılaşılmaz.

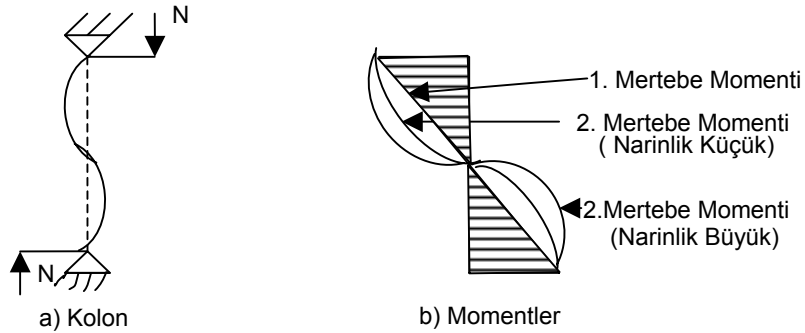
Şekil 4.4.'de tek eğrilikli bir kolon gösterilmiştir. Betonarme yapılarda çoğunlukla karşılaşılan, çift eğrilikli kolonlarda ise durum değişiktir.



Şekil 4.5. Kısa ve uzun kolonlarda kırılma anındaki M-N ilişkilerini gösteren karşılıklı etki diyagramı (Berktaş, 2003)

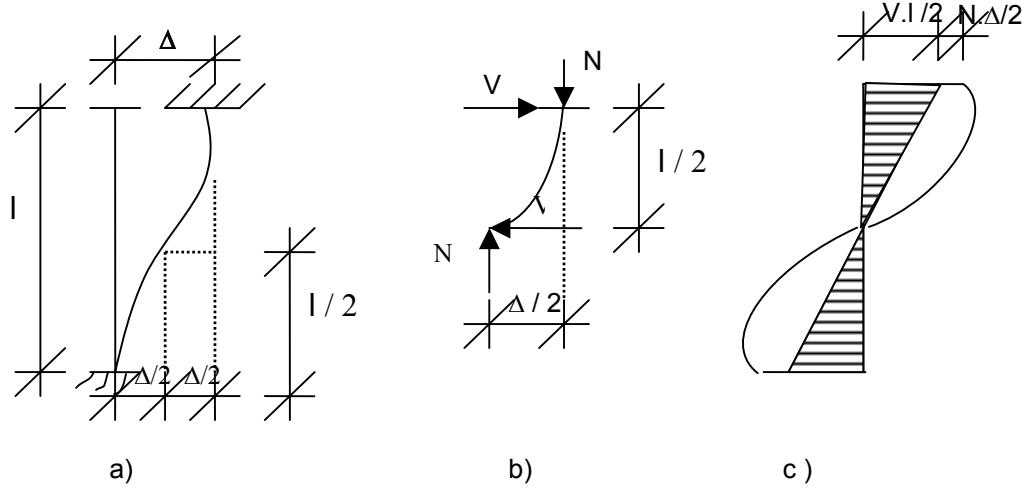
Narinliğin kolon kapasitesine etkisi: Salınımı tutulmuş narin kolonların, narin olmayan kolonlara göre yük taşıma kapasitesinin daha az olduğu temsili olarak şekil 4.5.'de gösterilmiştir. Narin olmayan kolon karşılıklı etki diyagramını (A) noktasında kesmiş, narin kolon daha küçük yük değerini temsil eden (B) noktasında kesilmiştir. Salınımı tutulmamış kolonlarda narinlik etkisi daha da artar ve kolonun taşıma gücü daha da azalır (Kaplan, 2004).

Şekil 4.6.'de yatay deplasmanı önlenmiş çift eğrilikli bir kolondaki 1. ve 2. mertebe momentleri görülmektedir. Kolonun narinliği küçükse, 2. mertebe momenti küçük olacak ve maksimum kolon momenti kolon uçlarındaki 1. mertebe momenti olacaktır. Aksine kolon narinliği büyükse 2. mertebe momentleri de büyüyecek ve kolonun herhangi bir kesitinde 1. ve 2. mertebe momentleri toplamı kolon uç momentinden fazla olabilecektir.



Şekil 4.6. Eksantrik yüklenmiş çift eğrilikli kolonda 1. ve 2. mertebe momentleri (Berkday, 2003)

Buraya kadar incelenen kolonların (tek veya çift eğrilikli) yatay deplasman yapmaları önlenmişti. Kolonların yatay deplasman yapması durumunda ise 2. mertebe momentleri, kolon uç momentlerini artırdıkları için daha büyük önem kazanırlar.



Şekil 4.7. Deplasman yapan ankastre kolonda 1. ve 2. mertebe momentleri (Berkday, 2003)

Şekil 4.7.'de deplasman yapan ankastre bir kolonda oluşan 1. ve 2. mertebe momentleri gösterilmiştir. $M_1 = V \frac{\lambda}{2}$

1. mertebe momenti

$$\frac{\Delta}{2} = \frac{V(l/2)^3}{3EI} = \frac{Vl^3}{24EI}$$

$$\Delta = \frac{Vl^3}{12EI} \quad V = \frac{12EI}{l^3} \Delta$$

$$M_1 = \frac{6EI}{l^2} \Delta \quad (4.2)$$

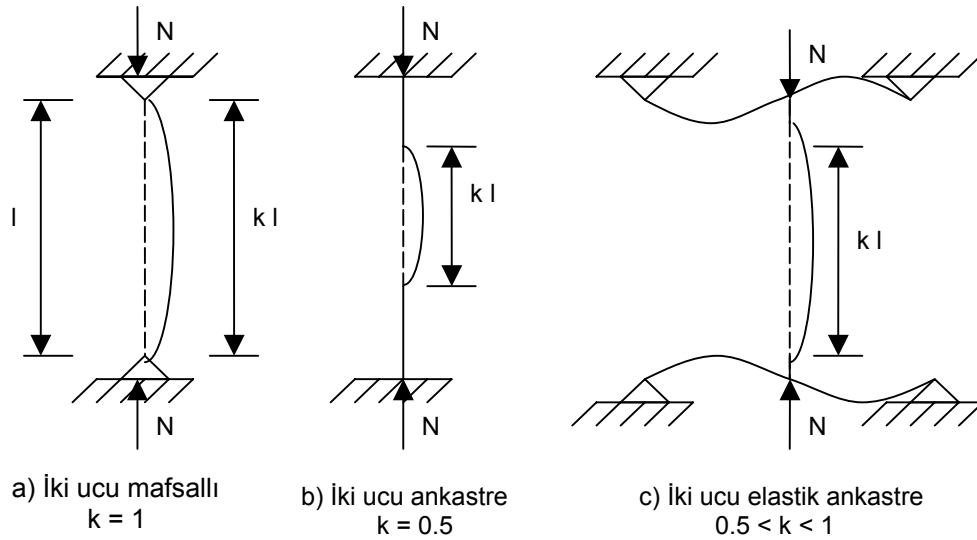
$$2. \text{ mertebe momenti } M_1 = N \frac{\Delta}{2} \quad (4.3)$$

$$\text{Kolon uç momenti: } M = M_1 + M_2 \quad (4.4)$$

Kolon, uçlarından tam ankastre olmayacağına göre Δ deplasmanı artacak ve momentler daha da büyüyecektir. Şu halde, kolonların düğüm noktalarındaki ankastrelik derecesi de 2. mertebe momentlerini etkilemektedir. Ayrıca, kolonun sehimi artıkça 2. mertebe momenti de arttığına göre (EI) eğilme rijitliği de önem taşımaktadır. Betonun elastisite modülünün uzun süreli yük etkisinde azaldığı bilinmektedir. Buna göre sünmenin etkisinin de azaldığı bilinmektedir. Öyleyse sünmenin etkisinin de hesaba katılması gerekir. Diğer taraftan betonarme bir kesitin çatlamış yada çatlamamış olması halinde I atalet momenti de değişmektedir.

2. mertebe momentlerinin bulunabilmesi için bilinmesi zorunlu olan bir büyüklük de kolon elastik eğrilerindeki dönüm noktaları arasındaki uzaklıktır. Bu uzaklık “ kolon etkili boyu “ olarak adlandırılır ve kolonun mesnet koşulları ile yatay deplasman yapıp yapmamasına bağlı olarak değişir. Aşağıda yatay deplasmanı önlenmiş ve önlenmemiş kolonlarda kolon etkili boyunun değişimi açıklanmıştır.

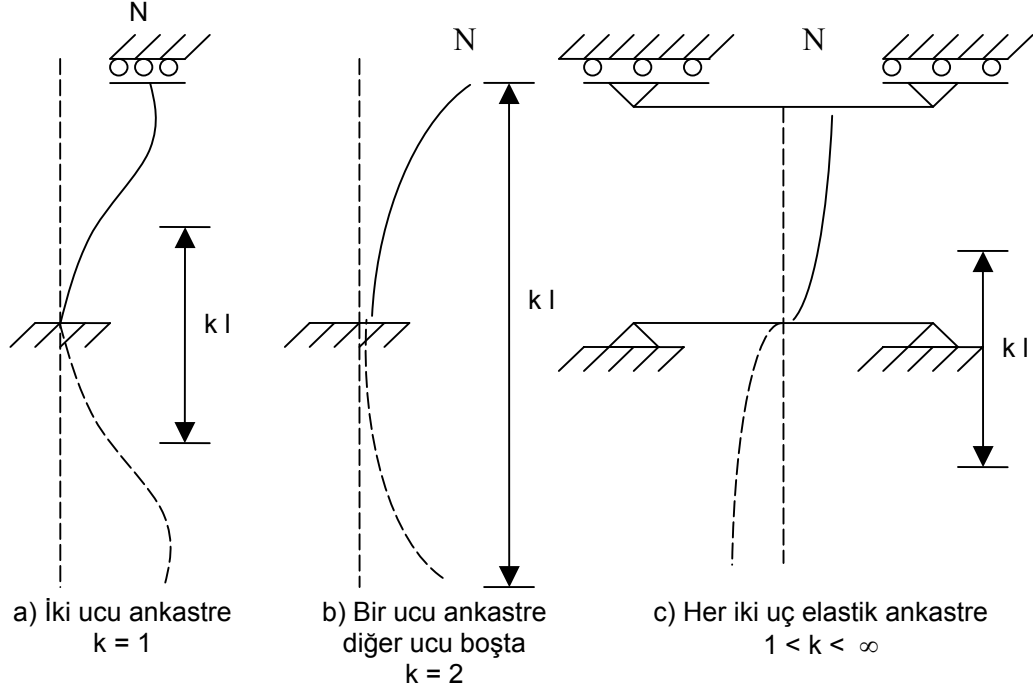
ACI-318.’de ve TS 500/84’de kolon etkili boyunu belirleyecek k katsayılarının bulunması için bir nomograf verilmiştir. Yanal deplasmanın önlenmiş veya önlenmemiş olması durumu için, α_A ve α_B değerlerine göre k katsayısı nomograftan alınmaktadır (Şekil 4.8-9).



Şekil 4.8. Yanal hareketi önlenmiş kolonlarda etkili boylar (Berktaç, 2003)

α_A ve α_B değerleri kolonun iki ucunda kolon rijitliklerinin kiriş rijitliklerine oranını gösterir.

$$\alpha_A = \frac{\sum (I/\lambda)_{a,kolon}}{\sum (I/\lambda)_{a,kiriş}} \quad \alpha_B = \frac{\sum (I/\lambda)_{b,kolon}}{\sum (I/\lambda)_{b,kiriş}} \quad (4.5)$$



Şekil 4.9. Yanal hareketi önlenmemiş kolonlarda etkili boylar (Berktaş, 2003)

(4.5) bağıntılarında çatlama kesit atalet momentleri kullanılmaktadır. Yaklaşık olarak kolon için beton kesitin atalet momenti, kiriş için ise (çatlama kesit atalet momenti yerine) $0.5 I_g$ kullanılabilir.

Görüldüğü gibi, narin kolon hesabı, çok değişik etkenlerin bulunması nedeniyle, karmaşık bir problemdir. Problemin tam çözümü, sistemin 2. mertebe teorisi yardımıyla çözümünü gerektirir. Bunun yerine, yaklaşık bir yöntem olarak “moment büyütme yöntemi” nin kullanılması yönetmeliklerde öngörülmektedir. Moment büyütme yöntemi kısaca özetlenirse:

Şekil 4.5.’de, narin bir kolonun, A noktası yerine, N hesap momentine $N\delta_1$ ikinci mertebe momentinin eklenmesi nedeniyle, bir B noktasında kırılma durumuna geldiği açıklanmıştır. Buna göre, değişik etkenlerin etkisi dikkate alınarak hesap momentindeki büyüme saptanabilirse, narin kolonlar da büyütülmüş hesap momentleriyle, kısa kolonlar gibi hesaplanabilir. Kolon uç momentleri M_1 , M_2 ($M_2 > M_1$) ile gösterilirse:

$$M_d = \beta M_2 \quad (4.6)$$

β : Moment büyültme katsayısı

M_2 : Statik hesap sonucu bulunmuş olan kolon uç momentlerinden büyüğü.

β değerinin nasıl hesaplanacağı, boyutlandırma bölümünde açıklanacaktır. Moment büyültme yönteminin kullanılma sınırı $k \lambda / i \leq 100$ olarak belirlenmiştir. Aksi halde 2. mertebe teorisine göre hesap gerekir. $k \lambda / i$ değerine kolonun “narinlik derecesi denir.

Şekil 4.10. Etkili kolon boyunun hesabı için nomograf
a) Yanal deplasmanı engellenmiş b) Yanal deplasmanı önlenmiş

4.2.1. Narin kolonların boyutlandırılması

Aşağıdaki narin kolonların tasarımında değişik etkenler gözönüne alınarak, izlenmesi gereken yol belirtilmiştir:

1) Yanal deplasmanın önlenip önlenmediğinin saptanması:

Perdelenmemiş sistemlerde yanar deplasman önlenmemiş sayılır.

Perdelenmiş sistemlerde:

$$n > 4 \text{ için } H \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum E_c \times I_g}} \leq 0.6 \quad (4.7)$$

$$n \leq 4 \text{ için } H \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum E_c \times I_g}} \leq 0,2 + 0,1n \text{ ise yanar ötelenmeler önlenmiş sayılır. Aksi}$$

halde yanar deplasman önlenmemiştir.

Bu bağıntılarda:

n: Yapıdaki kat sayısı

H: Yapı yüksekliği

$\sum N_d$: Bir kattaki kolon hesap yükleri toplamı

$\sum E_c I_g$: Bir kattaki rijit elemanların (perdelerin) eğilme rijitliği toplamı

a) Yanal deplasmanın önlenmiş olduğu yapılarda:

1a) Etkili kolonun boyunun saptanması:

α_A ve α_B değerleri hesaplanarak, nomografıan cetvel yardımıyla k katsayısı okunur.

(k λ) değeri hesaplanır.

2a) $(\frac{k\lambda}{i})$ narinlik derecesi hesaplanır.

$$k \lambda / i \leq 34 - 12 M_1 / M_2 \quad (4.8)$$

ise narinlik önemli değildir, kısa kolon hesabı yeterlidir. Bu koşul sağlanmıyorsa narinlik etkisi gözönüne alınmalıdır. Bu bağıntıda (M_1 / M_2) değeri tek eğrilikli kolonlarda (+), çift eğrilikli kolonlarda (-) alınır.

3a) Eğilme rijitliği (EI) hesaplanır.

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{2,5(1 + R_m)} \quad (4.9)$$

$$R_m: \text{Sünme etkisini belirten bir katsayı. } (R_m = N_g / N_d) \quad (4.10)$$

4a) Moment büyültme katsayısı (β) hesaplanır.

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}} \geq 1,0 \quad (4.11)$$

Bu bağıntıda:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (4.12)$$

$$N_k = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times l)^2} \quad (\text{Euler burkulma yükü}) \quad (4.13)$$

5a) (3.76)'dan hesap momenti bulunur.

$$M_d = \beta \times M_2$$

b) Yanal deplasmanın önlenmemiş olduğu yapılarda:

1b) α_A ve α_B değerleri yardımıyla, nomograftan k katsayısı okunur ve $(k \cdot \lambda)$ değeri hesaplanır.

2b) $k \cdot \lambda / i$ narinlik derecesi hesaplanır.

$k \cdot \lambda / i \leq 22$ ise kısa kolon hesabıyla yetinilir.

$k \cdot \lambda / i > 22$ ise narin kolon hesabı gereklidir.

3b) Eğilme rijitliği (EI) 3a'daki gibi hesaplanır.

4b) Moment büyültme katsayısı (β) hesaplanır.

Burada her kolon için:

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}} \geq 1,0 \text{ değeri hesaplandıktan sonra bütün kat için:}$$

$$\beta_k = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{\sum N_d}{\sum N_k}}$$

(4.14)

değeri hesaplanır. β ve β_k 'dan büyük olan moment büyültme katsayısı olarak adlandırılır.

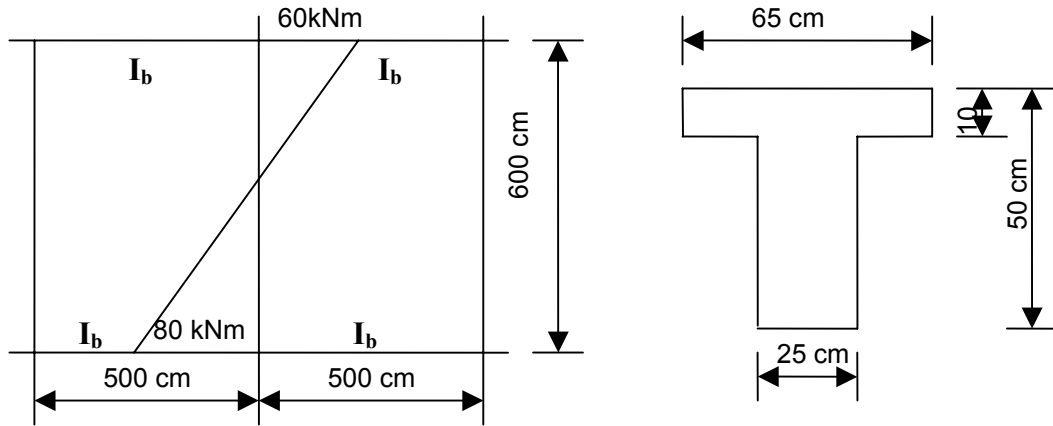
5_b) (4.6)'dan hesap momenti bulunur.

$$M_d = \beta \times M_2 \text{ ya da } M_d = \beta_k \times M_2$$

4.2.1.1. Narin kolonlarla ilgili sayısal uygulamalar

Örnek 4.1. Üç katlı bir binanın orta katında bulunan bir kolona $N_d = 1000$ kN normal kuvvet ve $M_{d,üst} = 60$ kNm; $M_{d,alt} = 80$ kNm eğilme momenti etkimektedir. Yalnız sabit yükten gelen yük $N_g = 600$ kN dur. Kolon kesiti, moment yönünde 40 cm olmak üzere, 25 / 40; kat yüksekliği 600 cm dir. Kiriş kesitleri $b_w = 25$ cm; $b = 65$ cm; $h = 50$ cm; $h_f = 10$ cm; Kolon ve kiriş kesitleri bina boyunca sabit olup, binada perde yoktur. Orta kattaki kolonlara gelen yüklerin toplamı $\sum N_d = 30000$ kN, burkulma yüklerinin toplamı $\sum N_k = 200000$ kN dur. Kolon donatısını hesaplayınız. Malzeme C 16/S 220 dir.

Çözüm 4.1.



$$\frac{b_w}{b} = \frac{25}{65} = 0.38; \quad \frac{h_f}{h} = \frac{10}{50} = 0.20; \quad \mu = 21.3$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{b \times h^3 / 12}{b \times h}} = h / \sqrt{12} = 0.29 \times 4 = 1.16 \text{ dm}$$

$$I_c = \frac{2.5 \times 4^3}{12} = 1.33 \text{ dm}^4; \quad I_b = \frac{6.5 \times 5^3}{21.3} = 38 \text{ dm}^4; \quad 0.5 I_b = 19 \text{ dm}^4$$

Yapıda perde olmadığına göre yatay deplasman önlenmemiştir.

$$\alpha_A = \alpha_B = \frac{(13.33/60)^2}{(19/50)^2} = 0.58, \text{ Nomograftan } k = 1.20$$

$$\frac{k\lambda}{i} = \frac{1.2 \times 60}{1.16} = 62.06 > 22 \rightarrow \text{narin kolon hesabı}$$

$$\text{Sünme faktörü } R_m = \frac{N_g}{N_d} = \frac{600}{1000} = 0.6$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{2.7 \cdot 10^7 \times 13.33}{2.5 \times (1 + 0.6)} = 9.10^7 \text{ kgdm}^2$$

$$N_k = N_k = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times \lambda)^2} = \frac{(3.14)^2 \times 9.10^7}{(1.20 \times 60)^2} = 171.17 \cdot 10^3 \text{ kg} = 1711.7 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4; C_m = 0.6 + 0.4 \left(-\frac{6}{8}\right) = 0.3 < 0.4; C_m = 0.4$$

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}} \geq 1.0; \beta = \frac{0.4}{1 - 1.3 \times \frac{1000}{1711.7}} = 4.17$$

$$\beta_k = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{30000}{200000}} = 1.24$$

$\beta = 4.17$ alınır.

$$M_d = \beta \times M_2 = 4.17 \times 80 = 333.6 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1000 \text{ kN } M_d = 333600 \text{ kNcm}$$

Örnek 4.2. Katlı ve temelden yüksekliği 22 m olan bir yapıda 2 adet (30×600)'lik betonarme deprem perdesi bulunmaktadır. Bu binanın 1. katındaki bir kolona $N_d = 3000 \text{ kN}$; $M_{d,\text{üst}} = 180 \text{ kNm}$; $M_{d,\text{alt}} = 200 \text{ kNm}$ etki etmektedir. Kolon boyutları (40×40), kat yüksekliği 6 m kattaki kolon yükleri toplamı $N_d = 200000 \text{ kN}$ dir.

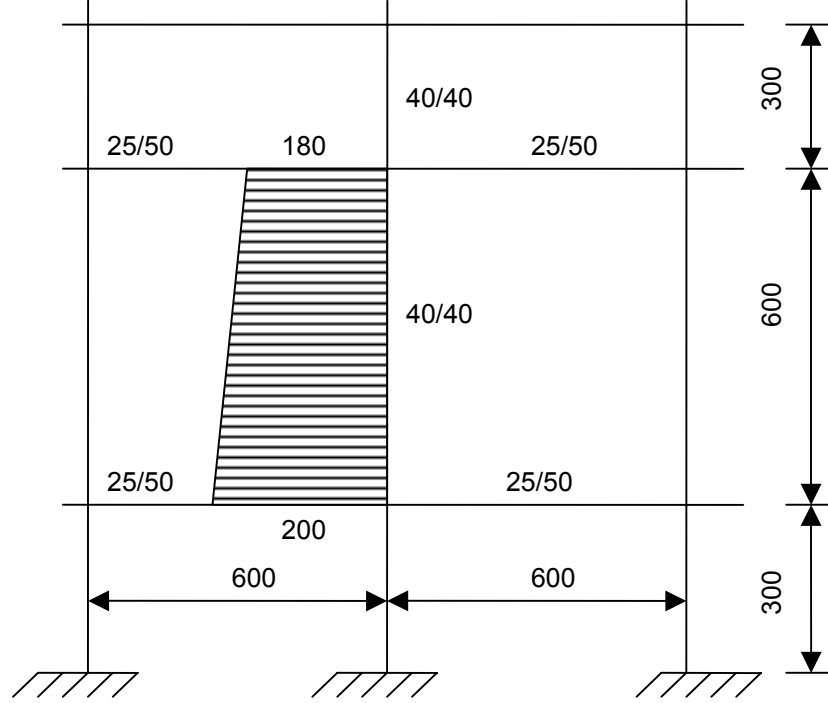
Malzeme C 20/S 220 dir ($N_g = 2400 \text{ kN}$). Hesap momentini bulunuz.

Çözüm 4.2.

$$I_c = \frac{4^4}{12} = 21.33 \text{ dm}^4 \quad k_{c,1} = 0.355 \text{ dm}^3 \quad k_{c,2} = 0.711 \text{ dm}^3$$

$$I_c = \frac{6.5 \cdot 5^3}{21 \cdot 3} = 38 \text{ dm}^4; 0.5I_b = 19 \text{ dm}^4 \quad k_b = 0.316$$

$$\alpha_A = \alpha_B = \frac{0.355 + 0.711}{2 \cdot 0.316} = 1.69 \quad k = 0.83$$



Perdeli binada yanal hareket önlenmiş mi?

$$n > 4 \quad Hx \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum E_c \times I_g}} \leq 0.6 \text{ ise önlenmiş}$$

$$I_g = \frac{0.3 \times 6^3}{12} = 5.4 \text{ m}^4; \quad 22 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{2 \times 28.5 \times 10^6 \times 5.4}} = 0.56 < 0.6 \text{ önlenmiş}$$

$$i = 0.116 \text{ m, } k l = 0.8 \times 6 = 4.98;$$

$$\frac{k \times \lambda}{i} = \frac{4.9 \times 8}{0.116} = 42.9 > 34 - 12 \times \frac{180}{200} = 23.2 \rightarrow \text{narin kolon}$$

$$R_m = N_g / N_d = 2400 / 3000 = 0.8$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{28.5 \times 10^6 \times 21.33 \times 10^{-4}}{2.5 \times (1 + 0.8)} = 13509 \text{ kNm}^2$$

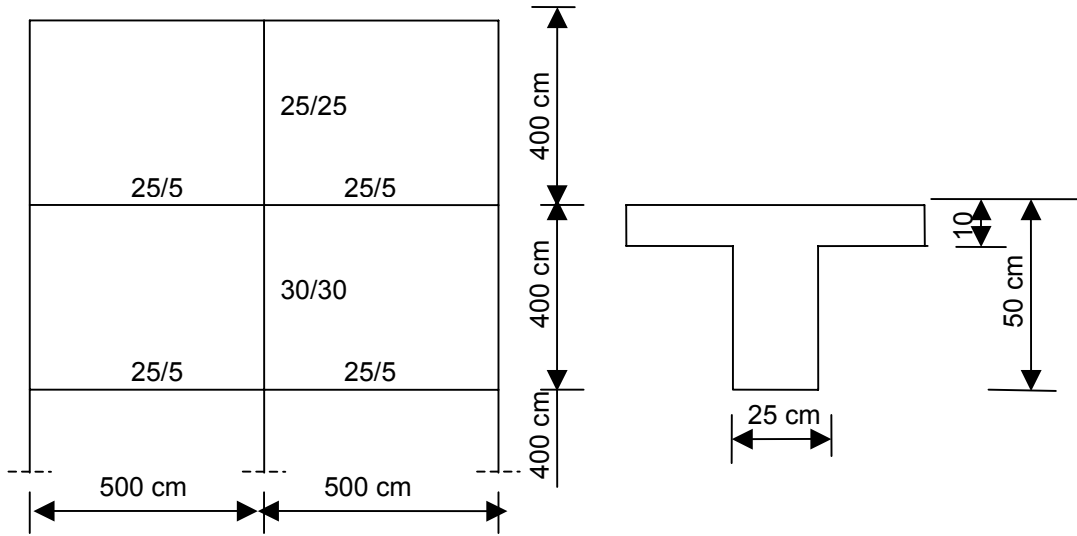
$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda)^2} = \frac{3.14^2 \times 13509}{(4.98)^2} = 5376.06 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{180}{200} = 0.96$$

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}} = \frac{0.96}{1 - 1.3 \times \frac{3000}{5376.06}} = 3.5$$

$$M_d = \beta \times M_2 = 3.5 \times 200 = 700 \text{ kNm}$$

Örnek 4.3.



$$I_{kir} = \frac{b \times d^3}{\mu}, \quad b_w / b = 25 / 80 = 0.31 \quad \mu = 24.5$$

$$h_f / h = 0.20$$

$$I_{kir} = \frac{8 \times 5^3}{24.5} = 40.8 \text{ dm}^4$$

$$I_{cr} = 0.5 I_{kir} = 20.4 \text{ dm}^4$$

Şekilde çerçevelerden oluşan bir betonarme yapının AB kolonu görülüyor. Kolonun bulunduğu kat için moment büyültme katsayısı $\beta_k = 1.02$ olarak hesaplanmıştır. Kolona gelen hesap kesit etkileri $N_g = 770 \text{ kN}$; $N_d = 1100 \text{ kN}$; $M_2 = 50 \text{ kNm}$; $M_1 = 19 \text{ kNm}$. Kolon simetrik olarak donatılacaktır. Kolon donatısını hesaplayınız. Malzeme C 16 / S 220 dir.

Çözüm 4.3.

a) Hesap yönetiminin belirlenmesi (Kısa kolon mu? Narin kolon mu?)

Yapı yalnızca çerçevelerden oluştuğuna göre yanal hareket önlenmemiş demektir.

Etkili kolon boyunun hesabı:

$$I = 1 / 12 (3)^4 = 6.75 \text{ dm}^4; I/l = 6.75 / 4 = 1.69$$

$$I_{üst} = 1 / 12 \times (2.5)^4 = 3.26 \text{ dm}^4; I/l = 3.26 / 4 = 0.81$$

$$I_{alt} = 1 / 12 \times (4)^4 = 21.33 \text{ dm}^4; I/l = 21.33 / 4 = 5.33$$

$$I_{cr,kir} = 20.4 \text{ dm}^4; I/l = 20.4 / 5 = 4.08$$

$$\alpha_A = \frac{\sum (I/\lambda)_A^{kol}}{\sum (I/\lambda)^{kir}} = \frac{1.69 + 0.81}{2 \times 4.08} = 0.30 \quad \text{Nomograftan } k = 1.18$$

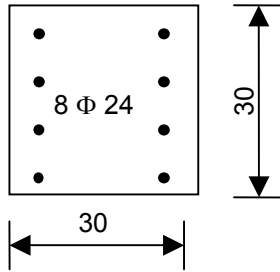
$$\alpha_B = \frac{1.69 + 5.33}{2 \times 4.08} = 0.86 \quad k \times \lambda = 1.18 \times 4 = 4.72 \text{ m} = 47.2 \text{ dm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3^4/12}{3^2}} = 0.866 \quad k \lambda / i = 47.2 / 0.866 = 54.5 > 22 \rightarrow \text{narin kolon hesabı}$$

$$b) R_m = N_g / N_d = 77/110 = 0,7$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{27 \times 10^6 \times 6.74 \times 10^{-4}}{2.5 \times (1 + 0.7)} = 4288 \text{ kNm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 \times (E \times I)}{(k \lambda)^2} = \frac{3.14^2 \times 4288}{(4 \times 72)^2} = 1900 \text{ kN}$$



$$C_m = 0.60 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4; C_m = 0.6 - 0.4 \times 0.375$$

$$= 0.45 > 0.4$$

$$C_m = 0.45$$

$$\beta = C_m / (1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}) = 0.45 / (1 - 1.3 \times \frac{1100}{1900}) = \frac{0.45}{0.42} = 1.82$$

$$\beta = 1.07 > \beta_k = 1.02; M_d = \beta \times M_2 = 1.82 \times 50 = 91 \text{ kNm}$$

Şu halde, $N_d = 1100 \text{ kN}$; $M_d = 53.5 \text{ kNm}$, $b/h = 30/30$; $z_s/h = 24/30 = 0.8$

$$n = N_d / b \times h \times f_{cd} = 1100 / (30 \times 30 \times 1.1) = 1.11 \text{ kN}$$

$$m = M_d / b \times h^2 \times f_{cd} = 5350 / (30 \times 30^2 \times 1.1) = 0.18$$

$$\omega = 0.47 \rightarrow \rho = 0.47 \times 11 / 191 = 0.027; A_s = A_s' = 900 \times 0.027 = 24.36 \text{ cm}^2 (6 \phi 24)$$

Aynı kolon, yeterince perdelenmiş, (yanal hareketi önlenmiş) bir yapıda olsaydı

$$\alpha_A = 0.30; \alpha_B = 0.86 \text{ için } k = 0.69; k \lambda = 276 \text{ cm}, i = 8.66 \text{ cm}$$

$$k \lambda = 31.9 < 34 - 12 M_1 / M_2 = 38.5 \rightarrow \text{kısa kolon hesabı (Berktaç, 1989).}$$

4.3.1. Eksenel kuvvet etkisindeki elemanlar TS 500/2000'e göre farklılıkları

Eksenel kuvvet etkisindeki elemanlar konusuna 2. Bölümde değinmiştik, şimdi bu konuyla ilgili TS 500/2000'deki değişikliklere değineceğiz.

TS 500/2000, 6.3.10'da Yapısal çözümlenmeden elde edilen ve tasarımda kullanılacak olan kolon uç momenti ile hesaplanan eksantriklik (dış merkezlik), h kolonun eğilme düzlemindeki enkesit boyutu olmak üzere,
 $e_{min} = 15mm + 0.03h$ değerinden küçük alınamaz.

4.3.1.1. Kolonlarda boyut ve donatı sınırlandırmaları (TS 500/2000)

En küçük boyutlar: TS 500/2000, 7.4.1'e göre, kolonların en küçük enkesit boyutları 25 cm'den az olmamalıdır. Ancak I,T,L kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 20 cm'den kutu kesitli kolonlarda en küçük kalınlık 20 cm'den olmamalıdır. Deprem Yönetmeliği⁽²⁾ ise, 7.3.1.2'de kolonların en küçük boyutunun 25 cm'den ve kesit alanı 750 cm²'den, dairesel kolonları çapı 30 cm'den küçük olmayacaktır. Ayrıca kolon geniş kenarının dar kenara oranı en fazla 2.5 olabilir. Bu oran ≥ 7 olursa kolon perde sınıfına girer. $2.5 < h / b < 7$ olan kolonların çalışma tarzı çubuk ve perde varsayımına tam olarak uymaz. Yapılırsa, hem kolon hem de perdelerin sağlaması gereken koşullar aranır. Örtü beton minimum kalınlığı, içteki elemanlarda 2.0 cm, dıştaki elemanlarda ise 2.5 cm den az olmamalıdır.

Boyuna donatı ile ilgili koşullar: TS 500/2000, 7.4.1'e göre, kolon enkesitinde bulunan boyuna donatı oranı 0.01'den az olmamalıdır. Ancak gerekli donatının en az 1.3 katının sağlanması koşuluyla, bu oran 0.005 değerine kadar inebilir. Boyuna donatı çapı $\phi 14$ mm'den küçük olamaz. Bu koşul, donatı çubuklarının burkulmasını önlemek için konulmuştur. Basit etriyeli dikdörtgen kolonlarda en az 4 $\phi 16$, sargılı ya da dairesel en kesitli etriyeli kolonlarda ise en az 6 $\phi 14$ boyuna donatı çubuğu bulunmalıdır. Kolonlardaki boyuna donatı oranı ρ_t , Bindirmeli ek bölgeleri dışında 0.04, bindirmeli ek bölgelerinde ise 0.06'yı geçmesine izin verilmez.

(2) Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” 1997, bundan böyle kısaca “Deprem Yönetmeliği” olarak alınacaktır.

Deprem Yönetmeliği, madde 7.3.2.1’e göre ise, boyuna donatı yüzdesi beton brüt kesitinin 0,01’den az olamaz; donatı üst sınırları ise TS 500/2000’deki ile aynıdır (Ayrıca Çizelge 4.1’e bkz). Deprem Yönetmeliği, madde 7.6 ve ait maddelerinde süneklik düzeyi yüksek perdelerin donatı koşulları verilmiştir; perde uç bölgelerinin her birinde, boyuna donatı, perde brüt kesitinin 0,001’inden (kritik perde yüksekliğince 0.002’den) ve 4 ϕ 14’den az olamaz. Perde uç bölgelerinin enine donatı düzeni ise, genelde, kolonlarda olduğu gibidir. Perdelerin gövde bölgelerindeki gövde donatılarının oranı, düşey ve yatay donatılarının her biri için, 0.0025’den az alınamaz. Gerek kolon, gerekse perdelerde; C16 için 0.03, C20 için 0.035, C25 ve daha kaliteli betonlar için 0.04 boyuna donatı oranlarının aşılmaması tavsiye olunur.

Enine donatı ile ilgili koşullar: TS 500/2000, 7.4.1’e göre; kolon boyuna donatısı, kolon yüksekliği boyunca enine donatı ile sarılır. Enine donatı çubuk çapı, en büyük donatı çapının üçte birinden az olamaz. Enine donatı aralığı da en küçük boyuna çubuk çapının 12 katından ve 20 cm’den fazla olamaz. Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna donatı çubukları arasındaki uzaklık 30 cm’den fazla olamaz.

. Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna donatı çubukları arasındaki uzaklık 30 cm’den fazla olamaz.

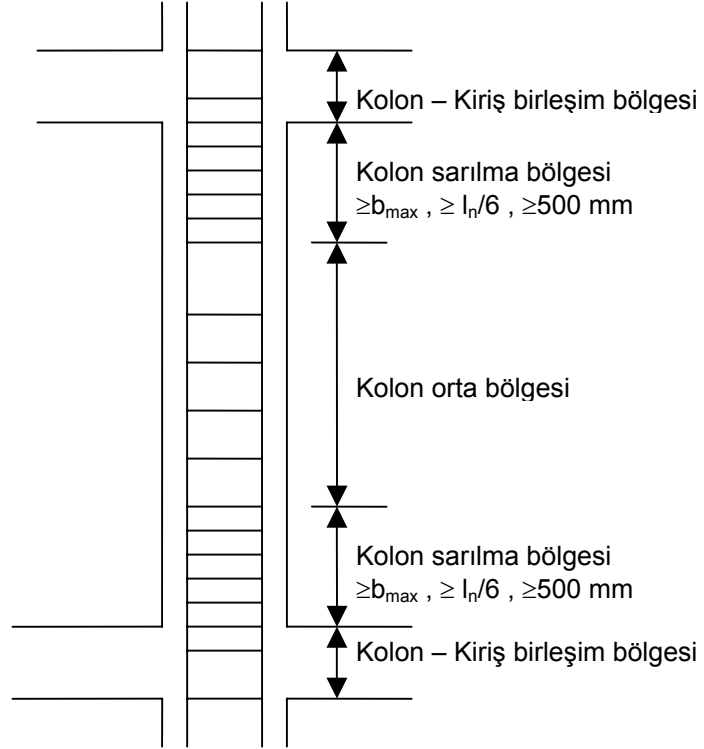
Deprem Yönetmeliği (1997), donatı düzenleme koşulları bakımından, kolonlar üç bölgeye ayrılır (Şekil 4.11. ve Çizelge 4.2): a) Kolon sarılma bölgesi b) Kolon orta bölgesi c) Kolon-kiriş düğüm bölgesi.

Sarılma ve orta bölge donatı koşulları Çizelge 4.2. ‘de özetlenmiştir (DY, 1997, madde 7.3 ve alt maddeleri). Kolon-kiriş düğüm bölgesinde enine donatı; kuşatılmamış birleşimlerde alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının %60’ından, kuşatılmış birleşimlerde ise %40’ından, çapı 8mm den az, aralığı kuşatılmış birleşimlerde 15 cm den, kuşatılmamış birleşimlerde 10 cm’den büyük alınamaz. Ayrıca;

$$V_e = 1,25f_{yk}(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \leq 0,60 b_j h f_{cd} \text{ (kuşatılmış birleşimlerde)}$$

$$V_e = 1,25f_{yk}(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \leq 0,40 b_j h f_{cd} \text{ (kuşatılmamış birleşimlerde)}$$

sağlanmalıdır. V_e kolon-kiriş birleşiminde deprem doğrultusundaki kesme kuvveti, A_{s1} ve A_{s2} sırasıyla kolona saplanan kirişin üst donatısı, devamı kirişin alt donatısı,



Şekil 4.11. Kolon bölgeleri (Berktaş, 2003)

V_{kol} üst ve alt kolon kesme kuvvetlerinden minimum olanı, b_j kolona saplanan kirişin düşey orta düzleminin kolon kenarlarına olan uzaklıklarından minimum olanın iki katı, h ise kolon enkesitinin diğer boyutudur.

Çizelge 4.2. Kolonlarla ilgili yönetmelik koşulları özeti (Berktaş, 2003)

Tanım	DY-1997 koşulu	Açıklamalar
min b	25 cm	Küçük kolon kenarı
min d	30 cm	Dairesel kolon çapı
min A_c	750 cm^2 $N_d/0.5f_{ck}$	Dikdörtgen kolon kesiti TS-500/2000: $N_d/0.6f_{ck}$
min l_c	$h, l_n/6, 50 \text{ cm}$	Sarılma bölgesi yüksekliği
$l_b(\text{orta})$	$l_b = \psi_1(f_{yd}/f_{cd}) \geq \psi_2 F$	$\psi_1=0.24, \psi_2=40$ (düz yüzeyli) $\psi_1=0.12, \psi_2=20$ (nervürlü)
$l_b(\text{altta})$	1.25 l_b (%50 ve daha azı eklenirse)	l_c boyuncaki sargı donatısı burada daha geçerli
$l_b(\text{altta})$	1.5 l_b (%50 ve daha fazlası eklenirse)	l_c boyuncaki sargı donatısı burada daha geçerli
$\rho_t = A_{st}/A_c$	Min 0.01, maks 0.04 Min $4\phi 16$ veya $6\phi 14$ Min $6\phi 14$ (dairesel kesitte)	Bindirmeli eklerde donatı üst sınır oranı 0.06 dır. TS-500/2000'e göre , gerekli donatının 1.3 katından daha az olmamak üzere, minimum donatı oranı 0.005'e indirilebilir.
min ϕ_t	8 mm, $\phi/3$	Enine donatı çapı
max s_0	$b/2, 20 \text{ cm}, 12 \phi_{\min}$	Orta bölgede enine donatı aralığı
max s_c	Etriyeli: $b/3, 10 \text{ cm}$ Sargılı : $D/5, 8 \text{ cm}$	Kolonun sarılma bölgesinde enine donatı aralığı
min s_c	5 cm	Kolonun sarılma bölgesinde enine donatı aralığı
max s_i	Kuşatılmış düğüm: 15 cm Kuşatılmamış düğüm: 10 cm	Birleşim bölgesinde enine donatı aralığı
max a_x, a_y	25 ϕ	Enine tutulan boyuna donatı aralığı
min ϕ	14 mm	Boyuna donatı minimum çapı
e_{\min}	15 mm + 0.03h	Minimum eksantrisite (dış merkezlik)

4.3.1.2. Sayısal uygulamalar

Örnek 4.4. Etriyeli kolona ön boyut verilmesi: TS-500/2000'e göre,

Bu örnek 3.Bölüm 3.2 örneğinde TS 500/1984'e göre çözülmüştür. Şimdi biz bu örneği TS 500/2000'e göre çözelim.

Ön hesap sonucu bir betonarme kolona gelecek normal kuvvet $N_d = 1200 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Malzeme, beton C16, çelik S220 olacaktır. $\rho_t = 0.01$ seçerek bir kenarı 30 cm olan bu kolona ön boyut veriniz.

Verilenler:

İstenen:

$$N_d=1200 \text{ kN} \quad h=?$$

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa}, \quad f_{cd}=11 \text{ MPa}=1.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 191 \text{ MPa} = 19.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_t = 0.01$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Çözüm 4.4. Malzeme hesap mukavemetleri ve donatı yüzdesi kullanılarak itibari gerilme:

$$f_i = 0.85 f_{cd} + \rho_t f_{yd} = 0.85 \cdot 1.1 + 0.01 \cdot 19.1 = 1.126 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c \geq 1200 / 1.126 = 1066 \text{ cm}^2 \text{ (TS 500/2000'e göre)}$$

$$A_c \geq N_d / 0.5 f_{ck} = 1200 / 0.8 = 1500 \text{ cm}^2 \text{ (DY-1997'ye göre)}$$

Seçilen beton kesiti: $30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots h=50 \text{ cm}$ (Berktaş, 2003).

4.3.1.3. Kolonlarda min ve max donatı yüzdeleri

Kolonlara yerleştirilebilecek boyuna donatı maksimum ve minimum oranları ve minimum oranları ve minimum miktarları Çizelge 4.1'de özetlenmiştir.

Donatı kesitinin belirlenmesinde; mimari ve inşai bazı nedenlerle gereğinden büyük beton kesitlerle karşılaşılabilir. Böyle durumlarda TS 500/2000, gerekli donatının 1.3 katından az olmamak kaydıyla toplam donatı oranının 0.005 kadar indirilebilmesine izin verir; Deprem Yönetmeliği (1997) ise, minimum donatı oranının, kolon kesiti ne olursa olsun, 0,01 den az alınmasına izin verilmemektedir.

Dikdörtgen kolonların bir kenarı 25 cm den, kesiti 750 cm^2 den küçük alınmamalıdır. Boyuna donatı miktarı ise, dikdörtgen kolonlarda 4 $\phi 16$ veya 6 $\phi 14$ den az alınmaz. Daire kesitli kolonlarda izin verilen minimum çap 30 cm, bu kesitle minimum boyuna donatı oranı 6 $\phi 14$ dür.

- ❖ $\rho = \rho' < \rho_{\min} = 0.005$ hallerinde $1.3\rho = 1.3\rho'$ alınmak kaydı ile, TS-500/2000'e göre boyutlandırmanın yeterli olduğu yerlerde, örneğin 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde, toplam donatı oranı 0.005'e kadar indirilebilir; 1. ve 2. deprem bölgelerinde bu çeşit bir donatı hafifletmesine izin verilmemiştir.
- ❖ $\rho = \rho' > \rho_{\max}$ hallerinde, beton kesit dış etkileri karşılamaya yetmiyor demektir. Kesit büyütülmelidir (Berktaş, 2003).

4.4.1. Narin kolonların boyutlandırılması TS 500/2000'e göre (kesit hesabı)

Aşağıda, narin kolonların tasarımında değişik etkenler göz önüne alınarak, izlenmesi gereken yollar belirtilmiştir.

4.4.1.1. Yanal deplasmanı önlenip önlenmediğinin saptanması

Perdelenmemiş sistemlerde, genelde, yanal deplasman önlenmemiş sayılır; bununla beraber, TS 500/2000'e göre $F_d = G+Q+E$ ve $F_d = G+1,3Q+1,3W$ yüklemeleri altında, çatlama kesitle birinci merteye hesapla, bir katta, φ duyarlılık sabiti,

$$\varphi = 1.5 \left(\Delta_i \sum \frac{N_{di}}{\lambda_i} \right) / V_{di} \leq 0.05 \quad (4.15)$$

ise, o katta yanal öteleme önlenmiş sayılır.

Perdelenmiş sistemlerde;

$$n > 4 \text{ için } H \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum E_c I_g}} \leq 0.6 \quad (4.15b)$$

$$n \leq 4 \text{ için } H \sqrt{\frac{\sum N_d}{\sum E_c I_g}} \leq 0.2 + 0.1n \quad (4.15c)$$

İse yanal ötelenmeler önlenmiş; aksi halde yanal deplasman önlenmemiş sayılır.

Bu bağıntılarda:

N_{di} kolon tasarım kuvvetlerini, Δ_i bağıl kat ötelemesini, V_{di} kat kesme kuvvetin, n yapıdaki kat sayısını, H yapı yüksekliğini, $\sum N_d$ bir kattaki kolon hesap yükleri toplamını, $\sum E_c I_g$ bir kattaki rijit elemanların (perdelerin) eğilme rijitliği toplamını gösterir.

a) Yanal deplasmanın önlenmiş olduğu yapılarda

1.a) Etkili kolon boyunun saptanması:

α_A ve α_B değerleri hesaplanarak, nomogramdan bir cetvel yardımıyla k katsayısı okunur, ($k < 1$) değeri hesaplanır. Bunun için TS-500/2000'de,

$k = 0,7 + 0,05 (\alpha_A + \alpha_B) \leq (0,85 + 0,05 \alpha_A) \leq 1,0$ yaklaşık formülü verilmiştir.

2a) $\left(\frac{k\lambda}{i}\right)$ narinlik derecesi hesaplanır.

$$k \lambda / i \leq 34 - 12 M_1 / M_2 \quad (4.16)$$

ise narinlik önemli değildir, kısa kolon hesabı yeterlidir. Bu koşul sağlanmıyorsa narinlik etkisi gözönüne alınmalıdır. Bu bağıntıda (M_1 / M_2) değeri tek eğrilikli kolonlarda (+), çift eğrilikli kolonlarda (-) alınır.

3a) Eğilme rijitliği (EI) hesaplanır.

$$EI = \frac{0,2E_c I_g + E_s I_s}{(1 + R_m)} \text{ veya } EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + R_m} \quad (4.17)$$

$$R_m: \text{Sünme etkisini belirten bir katsayı. } (R_m = N_g / N_d) \quad (4.18)$$

olarak alınır; N_{gd} , kalıcı yükün hesap değerini gösterir. $E_s I_s$ ise eğilme donatısı kesitinin oluşturduğu eğilme rijitliğidir.

4a) Moment büyültme katsayısı (β) hesaplanır.

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1,3 * \frac{N_d}{N_k}} \geq 1,0$$

(4.19)

Bu bağıntıda:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (4.20)$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda)^2} \text{ (Euler burkulma yükü)}$$

5a) (4.6)'dan hesap momenti bulunur.

$$M_d = \beta M_2$$

b) Yanal deplasmanın önlenmemiş olduğu yapılarda

1b) α_A ve α_B değerleri yardımıyla, nomograftan k katsayısı okunur ve $(k\lambda)$ değeri hesaplanır. Ayrıca, TS 500/2000'e göre; $\alpha_m = (\alpha_B + \alpha_A) / 2$ olmak üzere;

$$\alpha_m < 2 \text{ ise, } k = (20 - \alpha_m)(1 + \alpha_m)^{1/2} / 20$$

$$\alpha_m \geq 2 \text{ ise, } k = 0,9 (1 + \alpha_m)^{1/2}$$

Bir ucu mafsallı kolonda $k = 2 + 0,3 \alpha_B$ alınabilir.

2b) $\left(\frac{k\lambda}{i}\right)$ narinlik derecesi hesaplanır.

$k\lambda / i \leq 22$ ise kısa kolon hesabıyla yetinilir.

$k\lambda / i > 22$ ise narin kolon hesabı gereklidir.

3b) Eğilme rijitliği (EI) 3a'daki gibi hesaplanır.

4b) Moment büyültme katsayısı (β) hesaplanır.

Burada her kolon için:

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \times \frac{N_d}{N_k}} \geq 1.0 \text{ değeri ve } \beta_k = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{\sum N_d}{\sum N_k}}$$

(4.21)

değeri hesaplanır. β ve β_k 'dan büyük olan moment büyültme katsayısı olarak alınır; $\sum N_d \leq 0,45 \sum N_k$ koşulu sağlanmalıdır; sağlanmıyorsa kolon büyütülmelidir.

5b) $M_d = \beta M_2$ 'den hesap momenti bulunur. $M_d = \max(\beta M_2; \beta_k M_2)$ (Berktaş, 2003)

4.5.1. Eurocode 2'ye Göre Narin Kolon Analizi

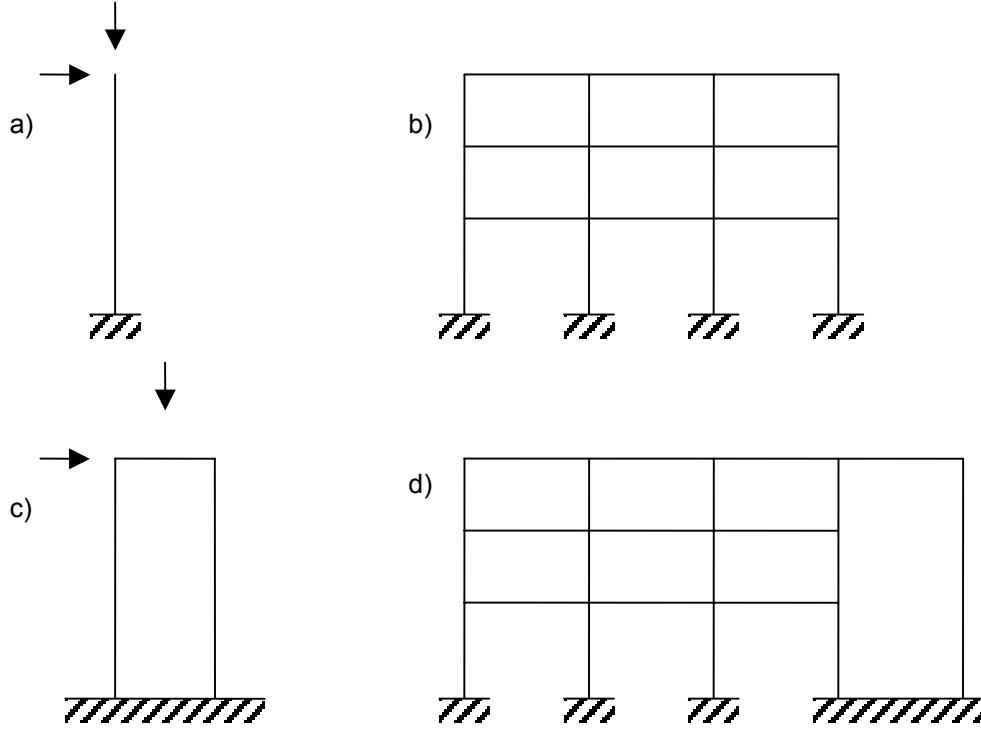
Basınç taşıyan kolonlarda meydana gelen yer değiştirmelerden dolayı birinci mertebe momentlere ek olarak, ikinci mertebe momentler ortaya çıkar. Bu etkilerin hesaplanması normal binalarda üç adımdan oluşur:

- ❖ Yapı veya yapı elemanlarının yanal yerdeğiştirme yapabilme durumu belirlenir.
- ❖ İkinci mertebe etkilerinin hesap edileceği yapı elemanlarındaki narinlik bulunarak, verilen sınır değerlerle kıyaslanır.
- ❖ İkinci mertebe etkilerinin gözönüne alınmasına karar verilirse, gerekli hesabın yapılması son adımı teşkil eder (Celep ve Kumbasar, 2001).

4.5.1.1. Yanal yerdeğiştirme durumu

Bir kolonda ikinci mertebe etkilerinin meydana gelmesi kolondaki etkilerin seviyesi ve narinliği yanında iki ucunun birbirine göre yanal yerdeğiştirme durumuna bağlıdır. Bir taşıyıcı sistemde temele bağlı veya kayma rijitliği yüksek bir elemanın bulunması, sistemin yanal yerdeğiştirme yapmasını önemli ölçüde sınırlar. Eğer böyle bir eleman, sisteme etkileyen yüklerin en az %90'ını temele

iletebiliyor ve kendisine bağlanan sistemin stabilitesini sağlıyorsa, bu sistemin yanal yer değiştirmesi önlenmiş olarak kabul edilir. Çerçeve türünden yapılarda eğer ikinci iletebiliyor ve kendisine bağlanan sistemin stabilitesini sağlıyorsa,



Şekil 4.12. Kolon türleri; a) Tekil kolon, b) Yanal yerdeğiştirmeli kolon sistemi, c) Yanal yerdeğiştirmeli rijitleştirici, d) Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş kolon sistemi (Celep ve Kumbasar, 2001)

bu sistemin yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş olarak kabul edilir. Çerçeve türünden yapılarda eğer ikinci mertbe momentleri birinci mertbe değerlerinin %10'undan fazla değilse, yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş olarak kabul edilebilir. Bu durumda birinci mertbe etkilerinin gözönüne alınması yeterlidir (Şekil 4.12.).

Boyutlandırma problemlerinde kolon tekil olarak ortaya çıktığı gibi, yapının bir parçası olan kolonlar hesaplama amacıyla tekil kolon olarak da kabul edilebilir. Böyle bir kolonun etkili boyu:

$$\lambda_o = \beta \lambda_{col} \quad (4.22)$$

olarak hesap edilir. Burada, λ_{col} kolon boyunu ve β da TS 500'de verilen ve kolonun yanal yerdeğiştirme durumuna ve uçlarındaki relatif rijitliğine bağlı bir katsayıdır. Böyle tekil bir kolonda, i kesit atalet yarıçapı ve

$$\lambda = \lambda_o / i \quad v = N_{Sd} / (A_c f_{cd}) \quad (4.23)$$

narinlik ve eksenel yük katsayısı olmak üzere

$$\lambda > \min (25.15 / \sqrt{v_u}) \quad (4.24)$$

ise, kolon narin olarak gözönüne alınır.

4.5.1.2. Basitleştirilmiş hesap

Eğer bir çerçevedeki narin bir kolon ayrı olarak incelenebiliyorsa, mevcut dış merkezlik narinliğe bağlı olarak artırılarak, narin kolon hesabı kısa kolon hesabına dönüştürülebilir. Böyle bir kolonda N_{sd} normal kuvvetinin toplam dış merkezliği e_{tot} ,

$$e_{tot} = e_o + e_a + e_2 \quad e_o = M_{sd} / N_{sd} \quad e_a = v_1 l_o / 2$$

$$v_1 = 0.01 / h_{tot} [m] < 1/200 \quad (4.25)$$

olarak hesaplanacaktır. Burada; e_o birinci mertebe hesaptan elde edilen dış merkezlik, e_a boyutlarda ve normal kuvvetin etki eksenindeki belirsizliklerin gözönüne alınabilmesi için kabul edilen ek dış merkezlik, l_o kolon burkulma boyu, h_{tot} yapının toplam boyu ve e_2 ikinci mertebe etkisi dış merkezliğini göstermektedir.

Eğer kolonun iki ucunda farklı birinci mertebe dış merkezlik varsa, e_o yerine iki ucundaki e_{o1} ve e_{o2} dış merkezliklerinden hesaplanacak e_e dış merkezliği kullanılacaktır.

$$e_e = \max (0.6 e_{o2} + 0.4 e_{o1} ; 0,4 e_{o2}) \quad (4.26)$$

Kolondaki ikinci mertebe dış merkezlik e_2 aşağıda verildiği gibi hesap edilecektir.

$$e_2 = 0.1 K_1 l_o^2 / r$$

$$K_1 = \lambda / 20 - 0.75 \quad 15 \leq \lambda \leq 35 \quad K_1 = 1.0 \quad \lambda > 35$$

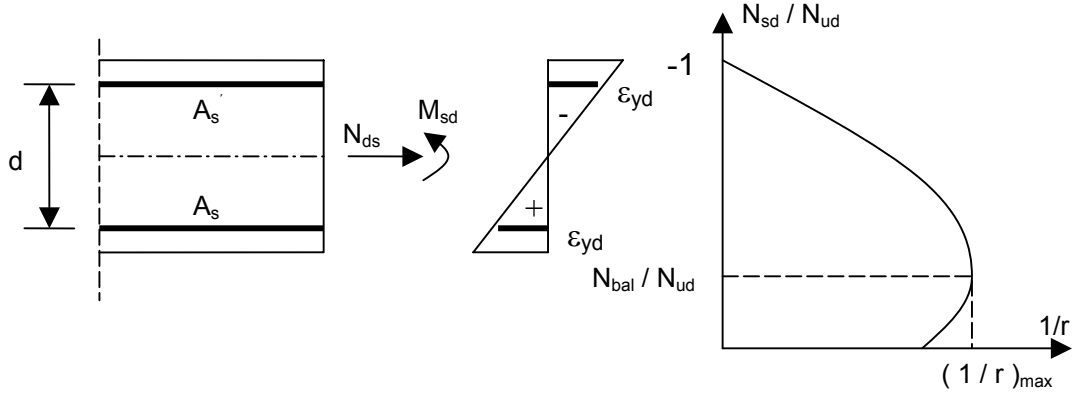
$$1 / r = 2 K_2 \varepsilon_{yd} / (0.9 d) \quad \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$K_2 = (N_{ud} - N_{sd}) / (N_{ud} - N_{bal}) \leq 1 \quad (4.27)$$

Burada; K_1 kesit taşıma gücünden burkulma durumuna geçişin sürekliliğini sağlayan bir katsayı, r basınç ve çekme donatısının aynı zamanda akmaya erişmesi durumundaki kesit eğriliği, K_2 normal kuvvetin artmasıyla eğrilikte meydana gelen azalmayı gözönüne alan katsayıdır. Basit basınçta eğriliğin sıfır olması $K_1 = 0$ şeklinde gözönüne alınırken dengeli şekil değiştirme durumuna karşı gelen N_{bal} normal kuvvet için $K_1 = 1.0$ olmaktadır. Basit basınç ve dengeli durumdaki normal kuvvet

$$N_{ud} = 0.85 f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s \text{ tot}} \quad N_{bal} \approx -0.4 f_{cd} A_c \quad (4.28)$$

olarak hesap edilir (Şekil 4.13.) (Celep ve Kumbasar, 2001).



Şekil 4.13. Eksenel kuvvet ile eğrilik arasındaki değişim (Celep ve Kumbasar, 2001)

4.6.1. Salınımın kolon kapasitesine etkisi

Yapılarda yatay deplasmanı (salınımı) tutmak birkaç yoldan sağlanabilir. Betonarme perdelerde çerçevelerin yatay hareketlerine çok iyi direnç gösterir ve salınımı önler. Duvarlar kendi düzleminde yeteri kadar rijit ise salınıma (yatay deplasmana) karşı direnç gösterebilir. Salınıma direnç gösterecek sabit mesnetler yapılırsa salınım (yatay deplasman) önlenir. Salınım önlenmediği takdirde, yalnız çerçevenin içinde bulunan bir kolon değil çerçevenin tamamı salınım yapar ve farklı davranış gösterir.

Çerçevelerin salınım yapması yalnız yatay kuvvetlerin çerçeveye etkimesinden meydana gelmez. Asimetrik düşey yük durumu, çerçeve biçimi, yükleme kombinasyonu veya bunların birlikte yarattığı etkilerden dolayı da salınım oluşabilir. Yani, yalnız eksenel kuvvetlerin bulunmasın da yukarıda belirtilen büyük etkileri meydana getirebilmektedir.

Yukarıda açıklananlar özetlenirse:

- ❖ Eksenel basınç kuvveti eğilme etkisindeki elemanlarda ilave sehimi ve ilave moment oluşturur. Bütün parametreler aynı kalsa da, narinlik arttıkça sehimi artar dolayısıyla momenti artırır.
- ❖ Salınımı engellenmiş ve sehimi tek eğrilikli olan kolonlarda yatay etkiden ve düşey etkiden meydana gelen moment değerleri aynı noktada veya yakın civarında meydana gelmekte ve tümüyle bileşke moment oluşturarak

narinlik etkisini artırmaktadır. Buna karşın kolon uç momentleri farklı yönlü ise, sehim çift eğrilikli olur, narinlik etkisi azalır.

- ❖ Salınımı serbest bırakılmış çerçeve elemanlarında dış yükten ve sehimden meydana gelen momentlerin maksimumları her zaman aynı bölgede, (kolon uçlarında) meydana gelir ve birbirini arttırtıcı bileşke oluşturarak kolon yük taşıma kapasitesini azaltır.

Betonun elastik olmayışı, yük seviyesine göre oluşan çatlak yoğunluğunun değişmesi, çatlak durumuna göre kesit atalet momentinin değişmesi, sünme, rötre gibi etkilerle sehimlerin değişmesi gibi çok karmaşık davranışlar kolon hesaplarını zorlaştırmaktadır. Ancak, deneysel sonuçlara yakın değerler veren ampirik metotlar sayesinde kolonların davranışı hesaplanabilir hale getirilmiştir (Kaplan, 2004).

4.7. Proje Genel Bilgileri

Bu bölümde bilgisayarla bir binanın statik hesaplamalarını farklı iki programla çözümünü yapacağız ve bu iki farklı programı karşılaştırıp narin kolonların ve kısa kolonları çözümlerin irdelleyeceğiz. Bunun için inşaat mühendisliğinde çok farklı programlar geliştirilmiştir. Bu programlar sayesinde büyük kolaylıklar sağlanmaktadır. Ayrıca hesaplamalar rahat ve hızlı yapılmaktadır. Ama burada önemli bir nokta var doğru bilgiler girildiği sürece bu programlarda sağlıklı sonuçlara varılabilir, aksi takdirde yanlış hesaplamalar yapılabilir. Bu nedenle projeyi yapan inşaat mühendisinin yapı standartları ve yönetmelikler hakkında tüm bilgi ve birikime sahip olması gerekir.

Bu tez çalışmasında yapılmakta olan bir bina göz önüne alınmıştır. Bu binayla ilgili yapım esnasında çekilmiş fotoğraflarda diğer sayfalarda yer almaktadır. Ayrıca binanın kalıp planı pafta şeklinde tezin arka sayfasında bulunmaktadır. Bu tez çalışmasında kullanılan programlar şunlardır: İde Cad Statik IDS programının 4.01 versiyonu ve Probina Orion programının 13.1 versiyonu kullanılmıştır. Bu programlarla çözülen kolonların hesaplamaları üzerinde durulacaktır.

Bu yapılan binada asma kat bulunmakta bina B+Z+4 kattan oluşmaktadır. Asmakat hariç tüm katların kalıp planları aynıdır. Projeye ait bilgiler aşağıda sıralanmıştır:

Kat Adedi : Bodrum + Zemin + 4 Kat

Kat Yüksekliği Bodrum	: $H_k = 3.30$ m
Kat Yüksekliği Zemin ve asmakat	: $H_k = 2.80$ m
Kat Yüksekliği 2,3,4	: $H_k = 3.00$ m
Deprem Yüğü Belirleme Yöntemi	: Mod Birleştirme Yöntemi (Dinamik) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
Süneklik Düzeyi	: Yüksek
Deprem Bölgesi	: 1.° deprem bölgesi
Yapı Önem Katsayısı	: 1.00 (İç yeri + konut)
Yapı Tipi Katsayısı X (K_x)	: 1
Yapı Tipi Katsayısı Y (K_y)	: 1
Zemin Hakim Periyodu (sn) (T_0)	: 0.25
Zemin Sınıfı	: Z3
Kullanılan Yönetmelikler	: TS 500, TS 498 ve A. B. Y. Y. H. Y., 1997
Beton Sınıfı	: C 20
Çelik Sınıfı	: S 420 (Etriyeler S 220)
Zemin Yatak Katsayısı (t/m^3)	: 2500
Zemin Emniyet Gerilmesi	: 14
Temel Tipi	: Kirişli Radye

Sistemlerde sadece düşey taşıyıcı elemanlar değiştirilip irdelenmeler yapılmıştır. Bu sebeple diğer yapı elemanları için aşağıda belirtilen boyutlar ve TS 498'den alınan yük değerleri bütün yapı sistemlerinde değişmeden kullanılmıştır.

Döşeme Tipi	: Plak Döşeme (İki doğrultuda çalışan)
Döşeme Kalınlığı (cm)	: 12
Döşeme Zati Yük Ağırlığı (kN/m^2)	: 4.50
Döşeme Hareketli Yük Ağırlığı (kN/m^2)	: 2.00
Kirişler (cm) (b_w/h_k)	: 30/60

Ayrıca, projelerin tamamında taşıyıcı sistemi oluşturan elemanlar için seçilen donatı çapları ise aşağıda verilmektedir.

Döşemeler	: ϕ 10
-----------	-------------

Kirişler	: ϕ 12, ϕ 14, ϕ 16, ϕ 18
Kolonlar	: ϕ 14, ϕ 16, ϕ 18
Paneller (Perde Duvarlar)	: ϕ 10, ϕ 12, ϕ 14, ϕ 16, ϕ 18
Sürekli Temeller	: ϕ 14, ϕ 16, ϕ 18
Bütün Elemanlarda	: Etriye için ϕ 8, ϕ 10 donatısı seçilmiştir.

Hesaplarda elde edilen bazı değerler, tez standartlarına uygun olması ve kolaylıkla irdelenebilmesi açısından AutoCad 2004 çizim programında çizilmiştir. Projelerin tamamında kullanılan kalıp planı ve kolon kesiti betonarme statik çizimleri paftalar şeklinde tezin arka sayfalarına eklenmiştir.



Şekil 4.14. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin kat fotoğrafı



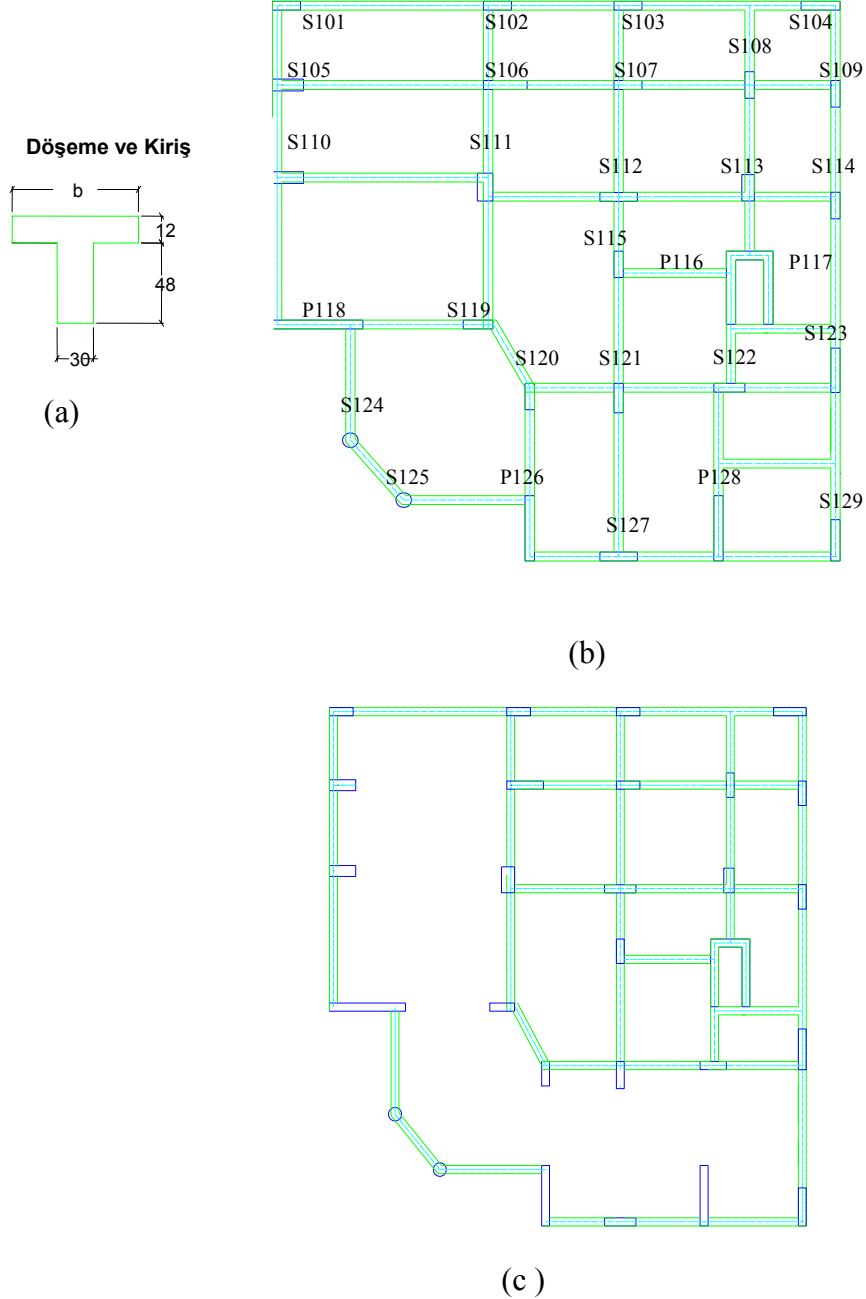
Şekil 4.15. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin kattaki fretli kolon fotoğrafı



Şekil 4.16. Projesi ve hesaplamaları yapılan binanın zemin ve asma kat görüntüsü

4.7.1. İdeCad statik IDS 4.01 versiyonu ile yapılmış binanın kolon bilgileri

Hesaplarda elde edilen bazı değerler, tez standartlarına uygun olması ve kolaylıkla irdelenebilmesi açısından AutoCad 2004 çizim programında çizilmiştir. Projelerin tamamında kullanılan kalıp planı ve kiriş kesiti aşağıda gösterilmiştir.



4.17. Analiz edilen binanın plan ve boy kesitleri (ölçüler santimetredir): a) Kiriş kesit b) Kat Plan c) Asma Kat Planı

Önce İdeCad Statik IDS programının 4.01 versiyonu ile yapılmış çözümümüzü ele alacağız.

Bu kısımda İde Cad Statik IDS programının 4.01 ile yaptığım binamızın betonarme Hesap sonuçlarının kolonlarla ilgili kısmını anlatacağım, bunun nedeni narin kolonların analizini anlatan bir tez olması dolayısıyla sadece narin kolonlara değineceğim.

Kolon hesaplamalarında 0.5 Ac fck hesaplanır. Bu değer NdMax değerinden büyük yada eşit olmalıdır. $Nd > 0.20 Ac$ fck olması durumunda, sarılma bölgesindeki minimum toplam enine donatı aşağıdaki koşullardan elverişsiz olanı sağlayacak şekilde hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0.30 s_{bk} [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{yw}) \quad (4.29)$$

$$A_{sh} \geq 0.775 s_{bk} (f_{ck} / f_{yw}) \quad (4.30)$$

$Nd < 0.20 Ac$ fck olması durumunda, kolon sarılma bölgesinde Denklem (4.29) da verilen enine donatıların en az 2/3 minimum etriye donatı olarak kullanılır.

$V_{crMaj} = 0.65 f_{ctd} b_w d$ hesaplanır. (bw: majör düzleminde kolon genişliği, d: minör düzleminde kolon genişliği paspayı).

$V_{crMin} = 0.65 f_{ctd} b_w d$ hesaplanır. (bw: minör düzleminde kolon genişliği, d: majör düzleminde kolon genişliği paspayı)

$V_{crMaj} = 0.80 V_{crMaj}$ ile V_{cmaj} hesaplanır. $V_e \geq 0.50 V_d$ ve $N_d \leq 0.05 Ac$ fck ise $V_{cmaj} = 0$ alınır.

$V_{crMaj} = 0.80 V_{crMin}$ ile V_{cmin} hesaplanır. $V_e \geq 0.50 V_d$ ve $N_d \leq 0.05 Ac$ fck ise $V_{cmin} = 0$ alınır.

$A_{sw/sMaj}$ ve $A_{sw/sMin}$ hesaplanır.

4.7.2. İkinci mertebe etkileri (moment büyütme yöntemi)

Sırasıyla X ve Y yönü için yanal ötelenmenin ötelenmiş veya ötelenmemiş olduğu bilgisi verilir.

Top Nd hesaplanır.

$$Top Nd = (\sum g_i) * ZYF + (\sum q_i) * HYF$$

$\sum g_i$ = Kat genel bilgileri raporunda listelenen g_i 'lerin toplamıdır.

$\sum q_i$ = Kat parametrelerinde listelenen q_i 'lerin toplamıdır.

ZYF= Zati yük faktörüdür.

HYF= Hareketli yük faktörüdür.

X ve Y yönü için rijit düşey elemanlarının (panel, bodrum çevresi perdesi vs) eğilme rijitliği hesaplanır. Top $E_c \cdot I_c$; E_c = Panelin j günlük elastisite modülü (kg/m^2) I_c = Panelin majör atalet momenti (m^4).

n kat sayısı, H yapının temel yüzeyinden ölçülen yüksekliği olmak üzere,

$$n \geq 4 \text{ için } H^* (\sum N_d / \sum (E_c \cdot I_c))^{1/2} \leq 0.6$$

$$n \leq 4 \text{ için } H^* (\sum N_d / \sum (E_c \cdot I_c))^{1/2} \leq 2+0.1n$$

Koşulları sağlandığı takdirde yanal öteleme önlenmiştir. Aksi durumda önlenmemiştir.

Sırasıyla alt ve üst düğüm noktasında $\Sigma (I/L)$, kolonlar için hesaplanır.

I = Kolon atalet momenti

L = Döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

Sırasıyla alt ve üst düğüm noktasında $\Sigma (I/L)$, kirişler için hesaplanır.

I = Kolon üst düğüm noktasına bağlanan kirişlere ait çatlamış kesitin atalet momentidir (m^4).

$$\text{İçatlamış} = 0.2 \frac{I_g}{1 + 3 \frac{h}{L}}$$

L = Kiriş temiz açıklığıdır (m).

h = Kiriş yüksekliğidir (m).

α_a hesaplanır.

$$\alpha_a = \frac{\Sigma(I/L)_{\text{kolonlar}}}{\Sigma(I/L)_{\text{kiriş}}} \text{ (alt düğüm noktasında)}$$

$$\alpha_b = \frac{\Sigma(I/L)_{\text{kolonlar}}}{\Sigma(I/L)_{\text{kiriş}}} \text{ (üst düğüm noktasında)}$$

R_m sünme katsayısı hesaplanır. Öz ağırlıktan oluşan yükün, toplam eksenel yüke oranıdır.

Eleman uç kuvvetlerinde G yüklemesine ait T_z değeri zati yük faktörüyle çarpılır. $N_g = \text{HYF} \cdot T_z$ ve $R_m = N_g / (N_g + N_q)$

k bulunur ve $l_k = k.l$ formülüyle kolonun etkili boyu hesaplanır. $l =$ Döşeme üstünden, üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır.

$$EI \text{ hesaplanır. } EI = \frac{EcIc}{2.5} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{R_m}}$$

$E_c =$ Betonun elastisite modülü

$I_c =$ Kolon atalet momenti

N_k kolon burkulma yükü hesaplanır.

$$N_k = \Pi^2 * (EI) / (l_k^2)$$

$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1 / M_2) \geq 0.4$ formülüyle C_m hesaplanır.

El. $\beta =$ İlgili kolon için hesaplanan artırma katsayısıdır.

$$\text{El. } \beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 * \frac{N_d}{N_k}}$$

$$x \text{ yönü ve } y \text{ yönü için } \beta = \frac{1}{1 - 1.3 * \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} \text{ hesaplanır.}$$

Seçilen $\beta = \text{El. } \beta$ β_k değerinden büyük olanıdır.

Yukarıda kalıp planı Şekil 4.17 b' de verilen binanın çözümleri İdeCad Statik IDS programının 4.01 versiyonu ile yapılmış bunun çözüm çıktıları tezde yer almaktadır. Ayrıca Bina ile ilgili tüm hesaplar yapıldıktan sonra kolonlarla ilgili detaylı bilgilere ulaşmak için İde Cad Statik IDS programının 4.01 versiyonu Betonarme kısmından kolonlara girilir. Örneğin aşağıda S 101 kolonunda olduğu gibi Kuvvetler-Donatı Alanları, Zayıf Kolon Bilgileri, Burkulma, Uç Kuvvet Diyagramları ve Etkileşim Diyagramlarına ulaşılabilir.

S101 KOLON BİLGİLERİ

Kolon Donatıları - 1. BODRUM, 101, minimum alfai = 1.000

Kolonlar | Kuvvetler-Donatı Alanları | Zayıf Kolon Bilgileri | Burkulma | Uç Kuvvet Diyagramları | Etkileşim Diyagramı

Yük	ty1	tz1	tx1	my1	mb1	mx1	ty2	tz2	tx2	my2	mb2	mx2
E1	-0.53	-10.22	-7.11	-19.92	-0.1	0.95	0.53	10.22	7.11	-4.1	0.1	0.79
E2	0.44	-16.09	-4.18	-12.49	0.09	-0.75	-0.44	16.09	4.18	-1.78	-0.09	-0.7
E3	-1.41	24.16	-0.64	-1.12	0.02	2.54	1.41	-24.16	0.64	-1.04	-0.02	2.1
E4	-2.86	33.66	-4.87	-12.09	-0.29	5.12	2.86	-33.66	4.87	-4.06	0.29	4.33
G	-0.13	44.26	0.93	0.74	-0	0.18	0.13	-44.26	-0.93	2.32	0	0.26
Q	-0.03	5.48	0.19	0.14	-0	0.04	0.03	-5.48	-0.19	0.48	0	0.06
W1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
W2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Donatılar (Hesaplanan - Gereken - Mevcut):

10.635 27 27.709

0.9G-E4 \ Alt
Myd :12.758
Mxd :-4.989
Nd :6.172

Köşe : 4Ø14 B Majör : 1 (Mra + Mrü) Majör : 79.55
Kenar : 14Ø14 B Minör : 1.006 1.2(Mri + Mrj) Majör : 20.805
Etriye : Ø 8/15/ 8/10 (Mra + Mrü) Minör : 25.344
B : 30 1.2(Mri + Mrj) Minör : 14.55
H : 90 Güçlü Kolon

Malzeme karakteristikleri:

Beton fck : 200 kgf/cm²
Beton fcd : 133.333 kgf/cm²
Beton fctd : 10.667 kgf/cm²
Çelik fyk : 4200 kgf/cm²
Çelik fyd : 3652.174 kgf/cm²

Kesme	Majör	Minör
Mha (+1)	0.874	0.35
Mhu	1.035	0.695
Mha	0	0
Mhu (-1)	0	0
Mp üst	24.273	16.975
Mp alt	0	0
Mü	13.162	11.288
Ma	75.865	23.986
Ve	32.973	13.065

Seç Tüm Katlar << >> Filtre Ayarlar Betonarme Tamam İptal

Kolon Donatıları - 1. BODRUM, 101, minimum alfai = 1.000

Kolonlar | Kuvvetler-Donatı Alanları | Zayıf Kolon Bilgileri | Burkulma | Uç Kuvvet Diyagramları | Etkileşim Diyagramı

	Majör(+)	Majör(-)	Minör(+)	Minör(-)
Mra	39.775	39.775	12.672	12.672
Mrü	39.775	39.775	12.672	12.672
Mri	0	0	0	0
Mrj	17.338	11.323	12.075	12.125

(Mra + Mrü) Majör : 79.55 (Mra + Mrü) Minör : 25.344
1.2(Mri + Mrj) Majör : 20.805 1.2(Mri + Mrj) Minör : 14.55

Alfai (E1) : 1
Alfai (E2) : 1
Alfai (E3) : 1
Alfai (E4) : 1

NdMin = 6.172 < 0.1Acfck = 54
Üstte kolon var.
ÜST : NdMin = 6.014 < 0.1Acfck = 54

Seç Tüm Katlar << >> Filtre Ayarlar Betonarme Tamam İptal

Kolon Donatıları - 1. BODRUM, 101, minimum alfai = 1.000

Kolonlar | Kuvvetler-Donatı Alanları | Zayıf Kolon Bilgileri | Burkulma | Uç Kuvvet Diyagramları | Etkileşim Diyagramı

Yanal öteleme bilgileri :

	Yüklem...	Yüklem...	Yüklem...	Yüklem...
Duraytlık di	0.035782	0.034197	0.025346	0.05086
Top. Ndi / Li	431.164...	431.164...	431.164...	431.164...
Vfi	218.372...	218.329...	215.968...	215.895...

x yönünde yanal öteleme önlenmiş
 y yönünde yanal öteleme önlenmiş

Burkulma hesabı bilgileri :

	Majör	Minör
I/L üst (kolon)	0.015034	0.00167
I/L üst (kiriş)	0.000252	0.000458
Alfa b	10	3.643734
I/L alt (kolon)	0.00675	0.00075
I/L alt (kiriş)	0	0
Alfa a	0	0
k	0.85	1.526819
Rm	0.876095	0.876095
Eclc	51984.941	5776.105
EI	11083.649	1231.517
Nk	20769.074	715.216
Nd	6.172	6.172
M1	6.157	-4.094
M2	12.758	-4.96
Cm	0.407	0.4
Eleman Beta	1	1
Seçilen Beta	1	1.006

Top. Nd : 2284.899
Top. Nk X : 505946.67
Top. Nk Y : 505946.67
Kat Beta X : 0
Kat Beta Y : 1.006

Seç Tüm Katlar << >> Filtre Ayarlar Betonarme Tamam iptal

Kolon Donatıları - 1. BODRUM, 101, minimum alfai = 1.000

Kolonlar | Kuvvetler-Donatı Alanları | Zayıf Kolon Bilgileri | Burkulma | Uç Kuvvet Diyagramları | Etkileşim Diyagramı

Kolon Çizimi :

0.9 G + 1.3 Q + 1 E1

MAJÖR [1-2]:

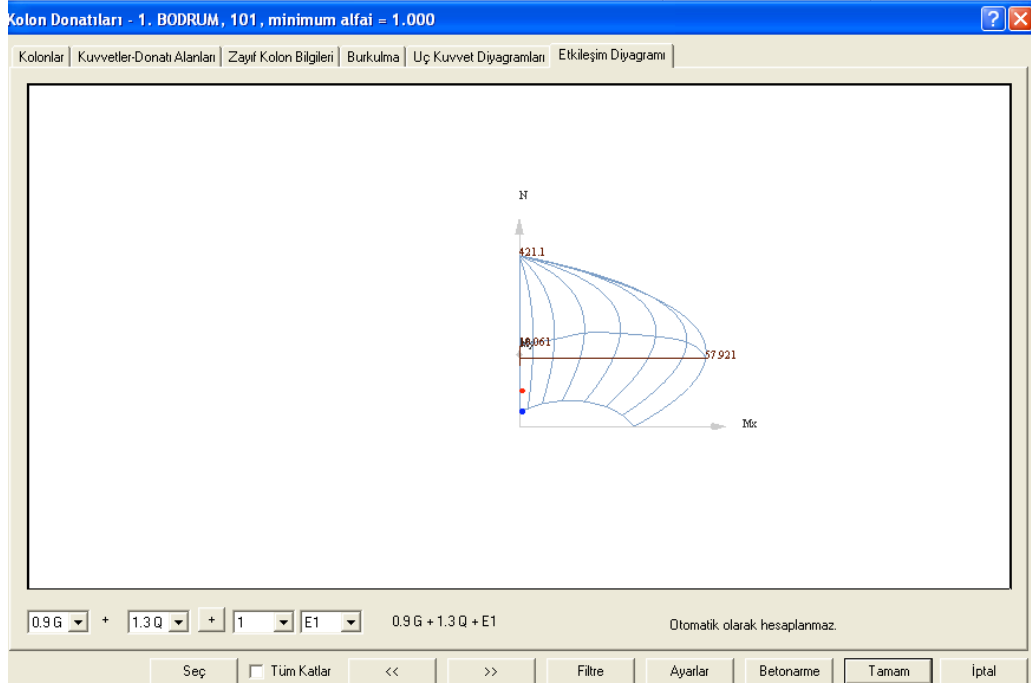
Yüklem	Yüklem	Yüklem	Yüklem
39.836	7.121	10.224	36.732
2.092	0.63	4.104	1.381
0.836	0.245	7.107	6.026
0.658	0.177	19.918	19.073
0.836	0.245	7.107	6.026
39.836	7.121	10.224	36.732

MINÖR [1-3]:

Yüklem	Yüklem	Yüklem	Yüklem
39.836	7.121	10.224	36.732
0.231	0.078	0.79	1.099
0.118	0.04	0.527	0.685
0.159	0.054	0.849	1.161
0.118	0.04	0.527	0.685
39.836	7.121	10.224	36.732

Plan açısı : 90
Açının cosinüsü : 0
Açının sinüsü : 1
Otomatik olarak hesaplanmaz.

Seç Tüm Katlar << >> Filtre Ayarlar Betonarme Tamam iptal



4.7.3. Probina Orion Versiyon 13.1 ile yapılmış binanın kolon bilgileri

Proje genel ilgileri tamamen aynı girilerek bu defada Probina Orion Versiyon 13.01 ile aynı binanın statik hesaplamaları yapılmıştır. Bu binayla ilgili tüm hesaplamalar ve çıktılar tezin sonunda yer almaktadır. Ayrıca bu programla yapılan binanın kat planı paftası da tezin sonunda yer almaktadır. Şimdi bu programda narin kolonlarla ilgili bazı bilgileri anlatacağım.

Kolon elemanı aksenal, kayma ve eğilme deformasyonlarını içerir. Kolonun giriş bağlantı uçları, birleşimlerdeki rijit bölgeleri de içerebilir. Kolon elemanı deformasyonları ve bu elemanın serbestlik derecelerine göre hesaplamalar yapılmaktadır. Bu hesaplamalarda Yük- Deformasyon Transformasyonu ve Kolon Rijitlik Matrisi kullanılmaktadır.

Kolon Donatı Hesabı menüsü kullanarak tüm kolonların donatılarını bir defada hesaplayabilirsiniz. “Dosya” çekmenüsündeki “Kolon Donatı Hesabı (Komple)” seçeneğini işaretlediğiniz zaman, tüm kolonların donatı hesaplarının sırayla otomatik olarak gerçekleştirilebileceği “Kolon Donatı Hesabı” formu açılacaktır. Bu formda yer alan parametreler yardımıyla donatı hesaplarını tercihinize uygun bir biçimde gerçekleştirebilirsiniz.

“Kolon Donatı Hesabı” formunda yer alan veri alanları ve seçenekler:

- ❖ **Kat Filtresi:** Tüm katlardaki kolonların veya sadece seçtiğiniz bir kattaki kolonların veya sadece seçtiğiniz bir kattaki kolonların donatı hesabının yapılması sağlanabilir.
- ❖ **Yük Kombinasyonları Seçimi Kontrolü:** İki seçeneğimiz vardır; 1. Sadece Olumsuz Yük Kombinasyonlarını Hesaba Dâhil Et, 2. Tüm Yük Kombinasyonlarını Hesaba Dâhil Et.
- ❖ **Alt/Üst Momentlerin Hesaba Katılması Kontrolü:** Komple Donatı Hesabı yaptırırken en olumsuz etkileri hesaba katmak için kesinlikle hem Alt hem de Üst Momentleri kullanmamızda yarar vardır. Bunu için “**Momentler**” çerçevesinin içerisinde yer alan “**Alt+Üst**” seçeneğinin işaretli olması gerekir.
- ❖ **Narinlik Kontrolü:** Narinlik hesabı sonucunda bulunan “Moment Artırma Katsayılarının” hesaba katılması için Komple Donatı Hesabı formunda yer alan “**Narinlik Hesaba Katılacak**” seçeneğini işaretli olması gerekir.

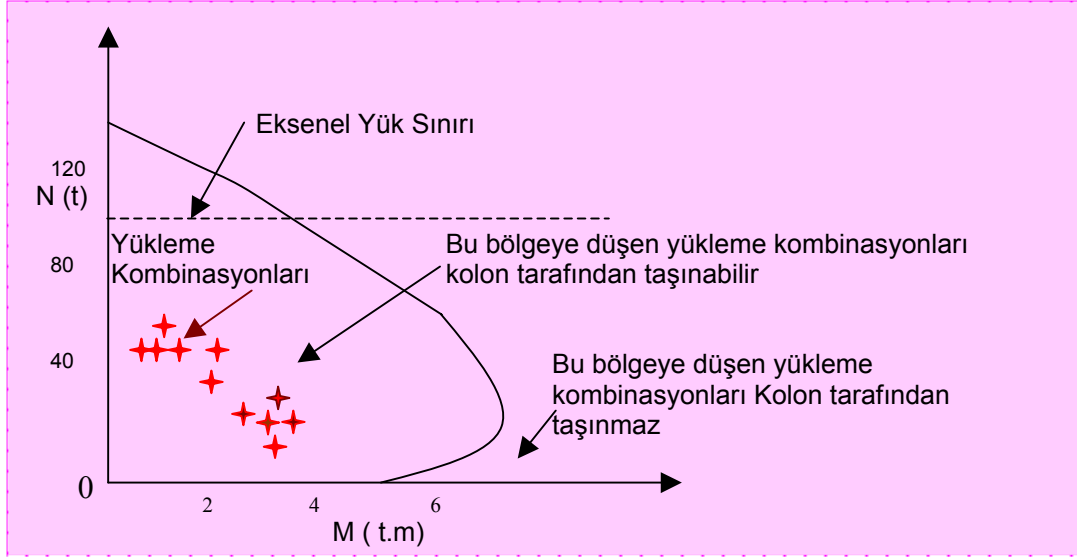
Böylece yukarıdaki aşamalar tamamlandıktan sonra bina kolonları hesaplaması başlatılır.

Narinlik: Narinlik Hesabı ile elde edilen “**Moment Büyütme Katsayıları ($\beta-1$ ve $\beta-2$)**” Probina Orion tarafından bu veri alanlarına otomatik olarak getirilmektedir. Bu sayfada yer alan “**Aktif**” kutucuğu işaretli ise tüm momentlerin bu faktörlerle çarpılmasını sağlayabiliriz. “**Aktif**” kutucuğundaki işareti kaldırmanız halinde, momentleriniz moment büyütme faktörleriyle çarpılmamış olarak hesaplara aktarılır.

Kolon Etkileşim Diyagramı: Bu diyagram kolonların taşıdığı yükler açısından önemli bir diyagramdır. “**Kolon Donatıları Hesabı**” Formunun sağ altında yer alan “**Kolon Analizi**” butonuna basıldığında, daha önce donatıları hesap edilen (veya kullanıcı tarafından belirlenen) kolon veya perde elemanı için “**Kolon Etkileşim Diyagramı**” çizilecektir. Şekil 4.18 de kolon etkileşim diyagramı gösterilmektedir.

Herhangi bir Kolon veya Perde elemanı için, Eksenel Yük –Moment ilişkisini veren Karşılıklı Etkileşim Diyagramı, herhangi bir N (Eksenel Kuvvet), M (Moment) çiftinin, donatısı belirlenmiş bir kolon veya perde elemanı tarafından taşınır

taşınamayacağını belirlememize yarar. Ayrıca karşılıklı etkileşim diyagramı kullanılarak, herhangi bir aksenal yük seviyesinde kolon veya perde elemanın



4.18. Kolon Etkileşim Diyagramı- Yön 1 (Probina Orion Versiyon 13.1, 2003)

taşıyabileceği maksimum eğilme momenti değeri hesap edilebilir. “**Kolon Etkileşim Diyagramı**” Formunda; **Yön 1** seçeneği işaretlendiğinde Eksenel kuvvet ve 1-ekseni doğrultusundaki (2-ekseni etrafında dönme yaratan) moment, **Yön 2** seçeneği işaretlendiğinde ise Eksenel Kuvvet ve 2-ekseni doğrultusundaki (1-ekseni etrafında dönme yaratan) moment gözönüne alınarak Etkileşim Diyagramı çizilir. Aynı zamanda yazdır botunu ile Kolon Etkileşim Diyagramı yazıcıya aktarılır.

5. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Betonarme kolonlar kısa kolonlar ve narin kolonlar olmak üzere ikiye ayrılmakta, narin kolonlar uzun kolonlar olarak da adlandırılmaktadır. Narin kolon hesaplarında en önemli etken kolonun bulunduğu çerçevenin yatay ötelenmesinin önlenip önlenmediğidir. Eğer çerçeve perdeye veya tuğla duvara dayanıyorsa yatay ötelenme önlenmiş olur perde veya tuğla duvara dayanmıyorsa yatay ötelenme önlenmemiştir. Bu tez çalışmasında narin kolonların hesap esasları incelenmiş ve farklı yönetmeliklerdeki narin kolon çözümleri gözden geçirilmiştir. Ayrıca İdeCad Statik IDS 4.01 Versiyonu ve Probinda Orion 13.1 Versiyonu programlarıyla aynı bir binanın narin kolon hesapları yapıp sonuçlar karşılaştırılmıştır.

1. Kolonların davranışları sonucunda yatay ötelenmesi önlenmiş veya önlenmemiş kolonlar farklı davranışlar göstermektedir. Örneğin; çerçeve perde yaslanıyorsa yatay hareket yapması zorlaşır bu nedenle yatay deplasmanı ihmal edilecek kadar küçük olabilir. Dolayısıyla yatay hareketi sınırlayan perde yoksa, kolon kesit boyutları yatay deplasmanı sınırlı mertebede tutacak kadar büyük değilse, sehinden oluşan ilave moment değerleri ihmal edilmeyecek kadar büyük olabilir. Sonuç olarak ikinci mertebe momentlerini baz alacak hesap yöntemi mutlaka uygulanmalıdır.
2. American Concrete Institute (ACI318), Eurocode 2 ve TS 500 (2000) de yapılan incelemeler neticesinde ikinci mertebe etkileri göz öne de bulundurularak İkinci mertebe momentleri hesaplanmaktadır. Kolonlarda mutlaka narinlik etkisi hesaplanmakta buna göre sonuca ulaşılmaktadır. Burkulma yük hesaplamaları kolonlarda mutlaka yapılmaktadır.
3. İde Cad Statik IDS 4.01 Versiyonu İle Probinda Orion 13.1 Versiyonu ile aynı binayı analiz ettik. Tüm veriler eksiksiz girildikten sonra analize geçtim. Bu iki programda da hesaplamalar TS 500 (2000) ve Deprem Yönetmeliğine göre yapılmıştır.

4. Kullanılan programlar ile hem narin hem de kısa kolon hesapları yapılırken “Moment Büyütme Katsayıları” kullanılır. Bunlar otomatik olarak hesaplanır. Narinlik hesabı her iki programda da mevcuttur.
5. Bu iki programda aynı binada yapılan kolon hesaplamalarına örnekler verirken aynı kolonları farklı adlandırdık. Örneğin S110-S14 kolonları aynı kolonlardır ebatları 100/40 $\lambda = 6m$ olan bu kolonun bilgileri aşağıdadır.
- İdeCad Statik IDS 4.01 S110 Donatıları: 26 ϕ 14 Etr ϕ 8/16 - ϕ 8/10
Probina Orion 13.1 S14 Donatıları 16 ϕ 18 Etr ϕ 10/12- ϕ 14/19
- Burada S110 için 26 ϕ 14 As = 40.4 ve S14 için 16 ϕ 18 As = 36.2 kullanılan asal donatıların alanları bir birine yakın bu bütün kolonlarda böyledir. Bu Kolon Donatı hesapları iki programa göre de EK1 ve EK2 de yer almaktadır. Bu iki programda etriyeler çok farklı çıkmış. Bu da gösteriyor ki Probina Orion’daki etriye hesapları narinliğe da uygun. Çünkü yüksekliği 3 m nin üzerindeki kolonlarda mutlaka narinlik hesapları yapılır ve burkulmayı önlemek içinde etriye sıklaştırması iyi yapılmalıdır. Burada tüm kolon hesaplamalarında en iyi etriye donatıları Probina Orion 13.1 Versiyonunda olduğu görülmekte. İdenin bir eksiği de bu etriye hesaplamaları çok farklılık göstermemekte narin kolonlar ve kısa kolonlarda aynı etriye ve sıkılaştırmalar göze çarparken, Probina da her kolonda farklı etriye ve sıkılaştırma yapıldığı görülmektedir. Bu da Probina’nın etriye hesaplamalarında daha optimum davrandığını ve daha güvenilir olduğunu gösterir. Bu Kolon Donatı Hesaplarının tümünü iki programa göre de EK1 ve EK2 de görebiliriz.
6. İki statik programda da Kolon Etkileşim Diyagramları bulunmakta bunlar kolonların taşıma kapasitelerini izlememiz bakımından yararlı diyagramlar Probina Orion Versiyon 13.1’de bu diyagramın çıktıları kolon donatı hesaplamalarıyla alınabilmekte fakat İdeCad Statik IDS 4.01 de bu diyagramlar hesapla birlikte çıktısı alınmamaktadır; yalnızca ayrı bir şekilde alınabilir veya kontrol amaçlı programdan bakılabilir.
7. Son zamanlarda geliştirilen malzemelerin mukavemetleri yüksek olduğundan kolon kesitleri küçülmekte bu nedenle narinlik önemli bir parametre olarak karşımıza çıkmaktadır. Narinliğin limit bir değerine kadar kolon ezilerek göçer. Narinlik değeri limit değerden büyükse, kolon ezilme değerinden küçük bir yük değerinde burkulur ve bu burkulmadan dolayı göçer. Narinlik değeri arttıkça kolonun

göçmesine sebep olan yük değeri azalır. Kolonun bulunduğu çerçevenin yatay ötelenmesinin önlenip önlenmemesi durumuna göre narinlik farklı değerler alır. Kolonlarda her iki programda narinlik etkisini gözönüne alınmakta, ikinci mertebe etkileri hesaplanmaktadır. Kolon Donatı Hesaplarında ikinci mertebe momentleri iki programa göre de EK1 ve EK2 de yer almaktadır.

KAYNAKLAR

- ACI American Concrete Institute (ACI-318), 2002. Slenderness Effects. Detroit, 12. Section, s12-1, 12-43.
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1998. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. Ankara.
- BERKTAY, İ., 1989. Betonarme I, Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları. İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, TS 500 (1984) Uyumlu, Birsen Yayınevi, İstanbul, 335 s.
- BERKTAY, İ., 2003. Betonarme I, Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları. İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, TS 500 (2000) Uyumlu, Birsen Yayınevi, İstanbul, 380 s.
- CELEP, Z., ve KUMBASAR, N., 2000. Depreme Dayanıklı Yapılar ve Deprem Mühendisliğine Giriş. İstanbul, 596 s.
- CELEP, Z., ve KUMBASAR, N., 2001. Betonarme Yapılar. Rehber Matbaacılık, İstanbul, 886 s.
- DOĞANGÜN A., 2002. Betonarme Yapıların Hesap Tasarımı. Birsen Yayınevi, İstanbul, 780 s.
- EUROCODE 2, 1993. Design of Concrete Structures.
- ERSOY, U., ve ÖZCEBE, G., 2004. Betonarme. TS 500 (2000) Uyumlu, Evrim Yayınevi, Sistem Matbaacılık, İstanbul, 643s.
- HASGÜR, Z., ve GÜNDÜZ, A. N., 1996. Betonarme Çok Katlı Yapılar. Beta Basın Yayınevi, İstanbul, 233 s
- KAPLAN, S A., 2004. Betonarme Yapı Elemanları. Aksiseda Matbaası, İstanbul, 241 s
- KAYA, N., 2004. Betonarme Binalarda Kolon ve Perde Duvar Kırılmalarının Taşıyıcı Sistem Davranışına Etkisi. Yüksek Lisans Tezi, Şanlıurfa, 103 s.
- KARAESMEN, E., 2002. Öncesiyle Sonrasıyla Deprem. Ankara, 245 s.
- KWAK, H. G., and KİM K.J., 2004. Ultimate Resisting Capacity of Slender RC Columns, Korea.
- PROBİNA ORİON, 2003. Probina Orion Versiyon 13.01 programı.
- PROBİNA ORİON, 2000 .Probina Orion Kullanım Kılavuzu, 302 s.
- STATİK İDS, 2003. İde Cad İDS Versiyon 4.01 Programı.
- STATİK İDS, 1998. İntegrated Design System, Referans El Kitabı. İstanbul, 360 s.
- TS 498, 1977. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri. TSE. Ankara.
- TS 500, 1984. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları TSE. Ankara.
- TS 500, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları TSE. Ankara.
- TS 2510, 1977. Kargir Duvarların Hesap ve Yapım Kuralları. TSE. Ankara.
- TS 6164, 1988. Betonarme Projelerin Çizim ve Tanzim Kuralları TSE. Ankara.
- YALÇIN C., ve SAATÇIOĞLU M., 2000. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns. Comput Struct.

ÖZGEÇMİŞ

25.11.1977 yılında Bitlis'in Tatvan ilçesinde doğdu. İlköğrenimini Tatvan'da tamamladı, orta ve lise öğrenimini Bitlis'te tamamladı. Yüksek öğrenime Yüzüncü Yıl Üniversitesi Bitlis M.Y.O İnşaat Programında başladı ve bölüm ikincisi olarak mezun oldu. Daha sonra dikey geçişle Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümüne kayıt yapmıştır ve 11.07.2002 tarihinde İnşaat Mühendisi unvanıyla mezun olmuştur. Harran Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü 2003-2004 eğitim öğretim güz döneminde Yüksek Lisans sınavını kazanarak yüksek lisansa başlamıştır, Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümünde Yapı Dalında Yüksek Lisansa devam etmektedir. 11.04.2005 tarihinde İMO Van Şubesinde Mesleki Denetim Görevlisi olarak çalışmaya başlamış, halen devam etmektedir.

ÖZET

Kolonların hesaplamalarında en önemli etken kolonun bulunduğu çerçevenin yatay yüklere karşı hareketinin önlenip önlenemediğidir.

Günümüzde yüksek mukavemetli malzemeler üretilmektedir. Bilgisayar yardımıyla çeşitli statik programları kullanılarak hassas hesaplar sayesinde moment etkisi aksenal yüklü kolonlar için geçmişe göre kolonların kesitini daha küçük yapmak mümkün olabilmekte bu da daha narin hafif yapılar yapma olanağı sağlar. Bu açıdan narinlik önemli bir parametredir. Bu nedenle narinlik hesaplamaları mutlaka yapılmalıdır.

Yatay ötelenmesi engellenmemiş çerçeve elemanlarında dış yük ve sehinden meydana gelen momentlerin maksimumları her zaman aynı bölgede (kolon uçlarında) meydana gelir ve birbirini artırıcı bileşke oluşturarak kolon yük taşıma kapasitesini azaltır. Yukarıda saydığımız nedenlerle narinliğin önemli bir parametre olduğu açıkça vurgulanmıştır ve tez çalışmasında bunlar detaylı olarak incelenmiştir.

Bu tez çalışmasında narinlik hesaplarının TS 500 (2000), ACI 318-83 Bölüm 12 ve Eurocode 2'ye göre nasıl yapıldığında araştırılmış ve TS 500 (2000) ün narinlik hesaplamaları diğer ACI 318-83 ve Eurocode 2 ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Bilgisayar yardımıyla kullanılan statik paket programlarından İDS Versiyon 4.01 ve Probina Orion Versiyon 13.1 ile aynı binanın verileri değiştirilmeden girilerek binanın iki programla analizleri yapılmıştır, kolonlardaki analizleri incelenmiş ve sonuçlarıyla ortaya konulmuştur. Analizleri yapılan binanın inşaat yapım aşamasındaki fotoğrafları çekilmiş ve tez çalışmasına konmuştur. Ayrıca narin kolonların analizi ve kısa kolonların karşılaştırmasını inceleyen bu tez çalışmasında kolonların analizleri üzerinde durulmuştur. Sonuç ve öneriler bölümünde bu analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. EK1 ve EK2 analiz sonuçları bulunmaktadır.

SUMMARY

The most significant factor for measuring columns is whether the movement of the frame in the column towards the horizontal loads can be prevented.

Today enduring materials are produced. Making the section of the column smaller is possible than before using various static programmes with the help of computers and with detailed calculation of the moment effect for the axial loaded columns and this making slender and lighter columns becomes possible. Slenderness is an important parameter for this point. So slenderness measurements should necessarily be carried out.

The maximums of the moments caused by exterior load and portion in the frame elements, horizontal transition of which are not prevented, occur of the same part (on the column's tip) all the time and weaken the converge capacity of column making resultans which increase one another. It's emphasized that the slenderness is an important parameter for the reasons we have mentioned and all these studied detailed in this paper.

In this thesis study, how the measurements of slenderness carried out according to TS 500/2000, ACI 318-83 section 12 and Eurocode 12 and it's observed that the slenderness measurements of TS 500/2000 are concordant to the other ACI 318-83 and Eurocode 2.

A building was analysed, the analyses for the columns were examined with the static software programmes named İde Cad IDS version 4.01 and Probeta Orion version 13.1 the same building's data entered unchanged and the results were put forth. The analysed building was taken photograph while under construction and the pictures were put in to the thesis. In addition, the analyses of the columns were studied in this thesis which examine slender columns and compares short columns. The results of analysis were given in the results and suggestions section.