

YUVARLAK KESİTLİ BETONARME KOLONLARIN
TAŞIMA GÜCÜNE GÖRE HESABI

Yavuz BULAMADIK

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır.

Danışman : Prof. Ruhi AYDIN

EYLÜL - 1990

Yavuz BULAMADIK' ın YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak hazırladığı "Eğilme ve Eksenel Kuvvet Etkisi Altında Bulunan Betonarme Dairesel Kesitli Kolonların Taşıma Gücüne Göre Betonarme Hesabı" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

Üye : Prof. Ruhi AYDIN

Üye : Doç. Dr. Ahmet TOPÇU

Üye : Y.Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun **.28.KAGEM.1990**
gün ve **.261-4..** sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Rüstem KAYA

Enstitü Müdürü

Ö Z E T

Bu çalışmada, düşey taşıyıcı elemanların genel bir incelemesi yapılmış ve tek eksenli eğilme etkisindeki betonarme kolonların taşıma gücü yöntemiyle donatı hesaplamaları yapılmıştır.

Birinci bölümde, betonarmenin tanımı ve özellikleri, bunun yanısıra betonarme hesabında genel ilkeler ve yöntemler hakkında konulara yer verilmiştir.

İkinci bölümde, eksenel kuvvet altındaki elemanlar incelenmiştir. Bu inceleme sırasında, kolon türleri, kolonlar için elastik teori, eksenel yüklü kolonların davranışı ve taşıma gücü, kolonlar için minimum koşullardan bahsedilmiştir.

Üçüncü bölümde, TS 500'ün (moment arttırma yöntemi), ve DIN 1045'in narinlik etkileri tanıtılmıştır.

Dördüncü bölümde, dairesel kesitli betonarme kolonların donatı hesabını sağlayan tablolar hakkında teorik bilgiler, çıktılar ve örneklere yer verilmektedir.

A B S T R A C T

In this work, a general investigation of vertical supporting elements has been made and reinforcement quantities have been calculated by using ultimate strength theory for circular reinforcement concrete columns which are subjected uniaxial bending.

In the first part, it has been presented the definition of reinforcement concrete and features and general principles of ultimate strength theory and other methods.

In the second part, axially loaded columns have been examined. While examining, it has been given column types, elastic stability theory problems for columns, the behavior of these columns, ultimate strength and minimum conditions of columns etc.

In the third part, it has been introduced the slenderness effects of TS 500 and DIN 1045.

In the last part, it has been presented theoretical knowledges about circular reinforcement concrete columns reinforcement tables, outputs and three example solutions.

İ Ç İ N D E K İ L E R

Sayfa

ÖNSÖZ	iii
ÖZET	iv
ABSTRACT	v
ŞEKİLLER DİZİNİ	viii
ÇİZELGELER DİZİNİ	ix
1. BETONARMENİN TANIMI VE ÖZELLİKLERİ	1
1.1. Betonarme Hesabında Genel İlkeler ve Yöntemler	1
2. EKSENEL KUVVET ALTINDAKİ ELEMANLAR	5
2.1. Giriş	5
2.2. Aksenal Basınç Taşıyan Elemanlar (Kolonlar)	5
2.2.1. Kolon türleri	5
2.2.2. Kolonlar için elastik teori	6
2.2.3. Aksenal yüklü kolonların davranışı	10
2.2.4. Aksenal yüklü kolonların taşıma gücü	11
2.2.5. TS-500'e göre aksenal yüklü kolonların taşıma gücü	13
2.2.6. Kolonlar için minimum koşullar (TS-500)	13
3. NARİNLİK	17
3.1. Narinlik Etkisi (TS-500)	17
3.1.1. Genel	17
3.1.2. Kolonların eğilme rijitliği	21
3.1.3. Kolonların etkili boyu	22
3.1.4. Doğrusal olmayan çerçeve davranışı	26
3.1.5. İkinci mertebe momentinin hesabında temel ilkeler .	27

İ Ç İ N D E K İ L E R (Devam)

	<u>Sayfa</u>
3.1.6. Hesap yöntemleri	28
3.1.6.1. TS-500 yaklaşık yöntemi	29
3.2. DIN 1045'e Göre Narinlik Etkisi	34
4. DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN BETONARME HESABI	37
4.1. Dolu Kesit Düzgün Dağılı Donatı	38
4.2. Dolu Kesit Tek yönlü Donatı	39
4.3. Boşluklu Kesit düzgün Dağılı donatı	39
4.4. Boşluklu Kesit Tek Yönlü Donatı	39
4.5. Boyutsuzlaştırma çalışmaları	40
4.5.1. Beton-dikdörtgen bölge hesaplamaları	40
4.5.2. Beton-parabol bölge hesaplamaları	44
4.5.3. Donatı hesaplamaları	48
4.6. Donatı Tabloları	54
SONUÇ	94
KAYNAKLAR DİZİNİ	95
Ek - 1 Bilgisayar Programı	96

Ş E K İ L L E R D İ Z İ N İ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.1. Boyuna donatıyı saran enine donatı	6
2.2. Donatı dağılım	8
2.3. Yük deformasyon eğrileri	12
3.1.1. Tek eğrilikli ve çok eğrilikli kolonlar	18
3.1.2. Birinci ve ikinci mertebe momentlerinin gösterimi	20
3.1.3. Betonun moment-eğrilik diyagramı	21
3.1.4. Çatlamış kolon	23
3.1.5. Yanal ötelemesi önlenmiş kolonların iki sınır durumunda oluşan etkili boyları	23
3.1.6. Gerçek durumda kolon etkili boyu	24
3.1.7. Yanal ötelemesi önlenmemiş kolon etkili boyu	25
3.1.8. Yanal ötelemesi önlenmiş çerçeve	26
3.1.9. Karşılıklı etki diyagramı	28
3.1.10. Nomogram	31
3.2.1. Sınır λ değeri	34
3.2.2. λ - e/d değerlerine göre normal kesit ve burkulma tahkiki ..	35
4. Birim deformasyon ve gerilme diyagramı	37
4.1. Dolu kesit düzgün dağılılı donatı	38
4.2. Dolu kesit tek yönlü donatı	39
4.3. Boşluklu kesit düzgün dağılılı donatı	40
4.4. Boşluklu kesit tek yönlü donatı	40
4.5. Dolu kesit dikdörtgen bölge	41
4.6. Boşluklu kesit dikdörtgen bölge	43
4.7. Dolu kesit parabol bölge	44
4.8. Boş kesit parabol bölge	44
4.9. Kolondaki donatı pozisyonu	48

Ç İ Z E L G E L E R D İ Z İ N İ

ÇizelgeSayfa

2.1. Kolonlar için öngörülen koşullar 15

1. BETONARMENİN TANIMI VE ÖZELLİKLERİ

Basınç mukavemeti yüksek buna karşılık çekme mukavemeti düşük olan, örneğin beton gibi bir malzemedeki taşıyıcı sistemler kurmak oldukça zordur. Hemen akla gelen çözüm, sadece basınç gerilmeleri meydana getirecek şekilde taşıyıcıları dizayn etmektir. Fakat bu düşünce, her zaman gereksinime yanıt vermeyebilir. Bunun dışında daha mantıklı çözüm, çekme gerilmelerinin o bölgede konulacak başka bir malzeme ile alınmasıdır. Betonarme, çoğunlukla bu ikinci çözüm kullanılır. Çekme gerilmelerinin genellikle tamamının, çekme bölgesine yerleştirilen ince, uzun çelik çubuklar tarafından alındığı kabul edilir.

Çekme bölgesindeki beton, eğilme çekme mukavemetine ulaştığı anda çatlar. Çelik çubuklar bu çatlamaya engel olamayıp, ancak çatlakların genişlemesine engel olarak onların kılcal çatlaklar şeklinde kalmasını sağlarlar.

Beton ve çeliğin ortaklaşa çalışarak meydana getirdikleri yük taşıyıcı elemana, betonarme eleman denir. Bir elemanın betonarme olarak adlandırılabilmesi için çelik ve betonun birlikte çalışmaları gerekir ki, bu da ancak çeliğin, çevresini saran beton liflerle eşit deformasyon yapması ile mümkündür. Beton ile çelik arasındaki bağlama kuvveti bu iki malzeme arasındaki kaymaya engel olarak, birlikte çalışmalarını sağlar. Bu olay aderans olarak adlandırılır. Buradan da anlaşılacağı gibi, betonarme davranışının temel koşulu aderanstır.

1.1. Betonarme Hesabında Genel İlkeler ve Yöntemler

Betonarme yapıların hesabında, sistem çözümü ve malzeme davranışı ile ilgili bazı varsayımların yapılması kaçınılmazdır. Çünkü, elastik ve doğrusal olmayan gerilmeleri zamana ve yük geçmişine bağlı bir malzemenin davranışını hesaplara yansıtma kolay değildir. Yapılan bu varsayımlar

yımlar aynı zamanda işlemleri pratik hale getirmektedir. Ancak, yapının gerçek davranışı her zaman göz önünde bulundurulmalıdır. Bunun için de sağlam bir davranış bilgisi ve tecrübe gerekir.

Bir betonarme yapının tasarımında en önemli iki unsur, güvenlik ve ekonomidir. Bu arada tasarım ve detayların uygulanabilir olması gözardı edilmemelidir. Hesap yöntemleri yaklaşık olduğundan, ayrıntılı ve karmaşık hesaplar zaman kaybından başka birşey değildir. İyi bir tasarımcı için, hesap sonuçları tamamen bağlayıcı değil, yol göstericidir.

Herhangi bir betonarme yapının projelendirilmesinde genellikle beş aşama vardır.

- Yapı sisteminin seçimi
- Yapıyı etkileyecek yüklerin saptanması
- Bu yükler altında kesitteki iç kuvvetlerin hesaplanması
- Yapıyı oluşturan elemanların, birer birer ve birarada, hesaplanan iç kuvvetler altında mukavemet ve deformasyon açısından, belirli bir emniyeti sağlayabilecek şekilde boyutlandırılması ve detaylandırılması
- Yapının projesine uygun bir şekilde yapılması

Birinci aşama olan yapı sisteminin seçimi, mimari, statik ve ekonomik faktörler gözönünde bulundurularak yapılır. Bu seçimde bilimsel kurallar yanında tecrübenin de büyük önemi vardır. Proje mühendisi birçok durumlarda, denklem ve formüller yerine tecrübe, bilimsel ve teknik bilgilerin oluşturduğu takdirini kullanır.

Yapıyı etkileyen yüklerin seçiminde, genellikle yürürlükteki şartnamelerden yararlanılır. Bugünkü şartnamelerde öngörülen yükler, geçmiş tecrübelerden ve yapılan sınırlı sayıda deneylerden esinlenerek saptanmıştır.

Yüklerin saptanması sağlam bilimsel temellere dayanmadığından, şartname-lerde verilen yükler birçok durumlarda gerçek yüklerden farklıdır ve genellikle bir miktar emniyetlidir.

Kesit kuvvetlerinin bulunmasında, elastik teoriye dayanan yöntemler kullanılmaktadır. Bütün bu yöntemlerde, yük-deformasyon, moment-birim dönme açısı, burulma momenti-birim dönme açısı v.b. ilişkilerin doğrusal olduğu ve zamanın bir fonksiyonu olmadığı kabul edilmektedir. Davranışı doğrusal elastik olmayan betonarme için bu kabullerin ne denli geçerli olabileceği tartışılabilir.

Boyutlandırma ve donatı hesabında, başlıca iki yöntem vardır. Bunlardan ilki çelik ve betonun doğrusal elastik davrandığı varsayımına dayanan, "Emniyet Gerilmeleri Yöntemi" veya "Elastik Yöntem" olarak adlandırılır. İkinci yöntem çok daha gerçekçi olan, iki aşamalı "Sınır Durumlar" yöntemidir. "Sınır durumlar yönteminden, iki sınır durum olan, (a) Taşıma gücü ve (b) kullanılabilirlik sınır durumlarında güvenliğin sağlanmasına çalışılır.

Kesitle ilgili hesaplarda iki ayrı tür sorunla karşılaşılabilir. Bazı durumlarda kesit boyutları, donatı alanı ve malzeme dayanımları bilinmemektedir. Amaç, kesitin öngörülen bir zorlamayı güvenle taşıyıp taşımayacağıdır. Buna "Kesit Tahkiki" denir. İkinci tür sorunda ise, kesit zorlamaları ve malzeme dayanımı bilinmektedir. Amaç, kesitin bu zorlamaları güvenle taşıyacak biçimde boyutlandırılıp donatılmasıdır. Buna genelde, "Boyutlandırma ve Donatı Hesabı" veya kısaca "Kesit Tayini" denir.

Taşıma gücü, beton ve çeliğin gerçek özelliklerini esas alarak, kesitin belirli bir zorlamaya karşı mukavemetinin hesabıdır. Bu zorlama, eğilme momenti, kesme kuvveti, aksenal veya burulma momenti sıcaklık değişimi rötreye, sünme v.b. olabilir. Aksenal basınç, basit eğilme ve eksantrik basınç için geliştirilen yöntem

sağlam teorik temellere oturtulmuştur. Kesme, burulma, aderans v.b. için önerilen taşıma gücü yöntemleri ise bugün için ampirik veya yarı ampirik niteliktedir.

Eğilme momentine veya buna ek olarak aksenal basınca maruz kesitlerin taşıma gücünün hesaplanmasında, elastik teoride olduğu gibi denge ve uygunluk şartlarından yararlanılır. Ancak, taşıma gücü için kullanılan kuvvet-deformasyon ilişkilerinde, betonun gerçek davranışını yansıtan ve doğrusal olmayan ilişkiler kullanılmaktadır. Yapılan deneyler betonarme elemanlarda gerilme hesaplamasının gerçek dışı olduğunu kanıtladığından, taşıma gücünde gerilmeler hesaplanmaz. Taşıma gücü teorisinde esas olan, kesitin yük taşıma kapasitesinin hesabıdır. Elastik teori ile bu teori arasındaki en önemli farklardan biri de budur.

Kesit hesabı için kullanılacak bir teorinin, yapıyı etkileyen veya etkileyeceği kabul edilen yükler altında belirli bir emniyeti sağlaması gerekir. Daha önce de belirtildiği gibi, taşıma gücü teorisinde emniyet gerilmeleri yerine malzemelerin limit mukavemetleri esas alınır. Ancak, sistemi etkileyen yüklerin beklenenden büyük olması ve malzeme mukavemetinin de istenenden küçük olması ihtimalleri dikkate alınarak, yükler değeri birden büyük bir katsayı ile çarpılırken, malzeme mukavemetleri de birden büyük bir katsayıya bölünür. Bu katsayıların saptanmasında istatistiksel verilerden ve geçmiş tecrübelerden yararlanılır [2].

2. EKSENEL KUVVET ALTINDAKİ ELEMANLAR

2.1. Giriş

Betonarme elemanlar aksenal kuvvet yanında kesme kuvveti ve moment de taşırlar. Depremin oluşturacağı yatay kuvvetler nedeniyle bir elemanın moment taşınaması olanaksızdır. Bunun yanında, imalat hatalarından ve betonun homojen olmaması nedeniyle bir miktar eksantrisite de mevcuttur.

2.2. Aksenal Basınç Taşıyan Elemanlar (Kolonlar)

Sadece aksenal yük taşıyan elemanların dayanımını belirleyen denklemler çok basit olduğundan, öntasarım aşamasında enkesit boyutlarının yaklaşık olarak hesaplanmasında çok faydalıdır.

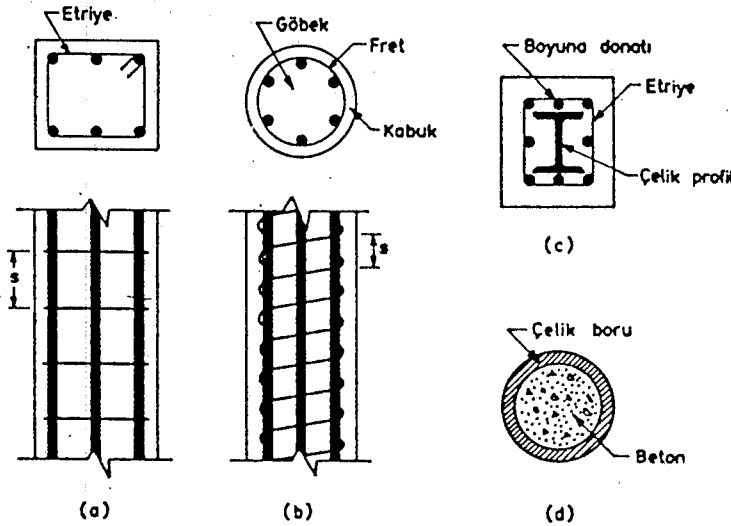
En çok rastlanan aksenal basınç taşıyan eleman, kolondur. Düşey taşıyıcı eleman olan kolonun temel görevi, döşemeden aldığı yükleri temele iletmektir. Kolonlar yatay yüklerin karşılanmasında, varsa perde duvarlarla birlikte en önemli işlevi yüklenirler.

2.2.1. Kolon türleri :

Kolonlar basınç taşıyan elemanlar olduğundan, tüm aksenal yükü betona taşımak ve donatısız kolon yapmak pek doğru olmaz. Büzülme nedeniyle deformasyonları ve öngörülmeleyen eğilme momentleri nedeniyle, yönetmeliklerde donatısız kolona izin verilmez. Kolonlarda boyuna yerleştirilen donatı, uygulanan aksenal yükün bir bölümünü taşır.

Betonarme kolonlar, boyuna donatıyı saran enine donatının cinsine göre ikiye ayrılır. Boyuna donatısı bireysel etriyelerle sarılmış olanlara "Etriyeli Kolon", sürekli dairesel fretlerle sarılmış olanlara ise "Fretli Kolon" denir. Etriyeli ve fretli kolonlar, Şekil-2.1. (a) ve (b)

de gösterilmiştir. Enine donatı içinde kalan beton alanı "göbek alanı", dışında kalan ise, "kabuk alanı" olarak adlandırılır. Pratikte en fazla kullanılan etriyeli kolonun kesiti genelde kare veya dikdörtgen, fretli kolonun kesiti ise, dairesel olur. Ancak mimari nedenlerle kolon kesiti, L, T, çokkenar gibi çeşitli geometrilere sahip olabilir. Bahsedilen kolonlar dışında bir de bileşik kolonlar vardır. Bu tip kolonlarda aksel yükün önemli bir bölümü, çelik elemanlarca taşınır. Bileşik kolon ile ilgili iki örnek, Şekil-2.1. (c) ve (d) de gösterilmiştir [2].



Şekil-2.1. Boyuna donatıyı saran enine donatı

2.2.2. Kolonlar için elastik teori :

Bu teoride, beton ve çelik davranışları doğrusal elastik varsayılır. Kesitteki toplam boyuna donatı alanı A_{st} , modüler oran ($n = E_s/E_c$) ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına dönüştürülür. Betona dönüştürülmüş eşdeğer alanın taşıyacağı aksel yük, denge denkleminde bulunabilir [2].

$$N = \sigma_c ((A_c - A_{st}) + n \cdot A_{st}) \quad (2.1)$$

Betondaki gerilme de, Denklem (2.1) den yararlanılarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\sigma_c = N / ((A_c - A_{st}) + n \cdot A_{st}) = N / (A_c + A_{st} (n-1)) \quad (2.2)$$

Donatıda gerilme ise, Denklem (2.2) deki beton gerilmesi modüler oranla çarpılarak bulunur.

$$\sigma_s = n \cdot N / (A_c + A_{st} (n-1)) \quad (2.3)$$

N - aksenal yük

σ_c - betondaki gerilme

σ_s - donatıdaki gerilme

A_c - brüt beton alanı

A_{st} - Kesitteki toplam boyuna donatı alanı

n - modüler oran, E_s/E_c

Denklem (2.2) ve (2.3) teki donatı alanları, donatı oranı cinsinden de ifade edilebilir.

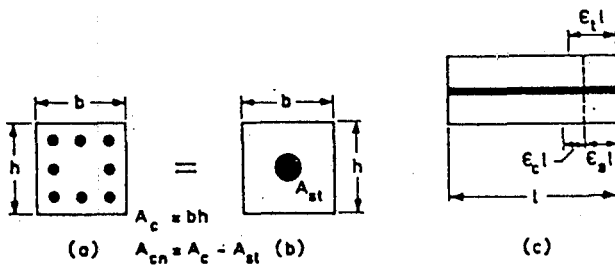
$$\text{Donatı oranı} = \delta_t = A_{st}/A_c \quad (2.4)$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{1}{1 + \delta_t(n-1)} \quad (2.5)$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{n}{1 + \delta_t(n-1)} \quad (2.6)$$

Beton ve çeliğin doğrusal elastik davrandığı varsayımı ile çıkarılan gerilme denklemleri, kesit hesabı için hiçbir zaman kullanılmamalıdır. Buna karşın, sözkonusu denklemler büzülme ve sünme nedeniyle oluşacak gerilmelerin kestirilmesinde yararlı olur.

Büzülme ve sünme problemlerinin çözümünde, çevreye yayılmış olan donatı, aksenal simetriden yararlanılarak, Şekil 2.2. (b) de gösterildiği gibi, kesit ağırlık merkezinde toplanabilir. Sözkonusu eleman deformasyon yapmakta serbest olduğu sürece, betonda hiçbir gerilme oluşmayacaktır. Betonarme elemanlarda sünme ve büzülmeden etkilenmeyen donatının varlığı, betonun zamana bağlı deformasyonunu bir miktar sınırlayacağından, her iki malzemede gerilmeler oluşacaktır. Şekil- 2.2. (c) de gösterildiği gibi, elemanın serbest kısalması $\epsilon_t l$ olması gerekirken, donatının varlığı nedeniyle deformasyon azalmakta ve $\epsilon_s l$ olmaktadır. Bu durumda betonda gerilme oluşturan deformasyon, engellenen deformasyondur, $\epsilon_c l = \epsilon_t l - \epsilon_s l$. Donatıda gerilme oluşturan deformasyon ise, doğrudan $\epsilon_s l$ dir [2].



Şekil- 2.2. Donatı dağılımı.

Beton ve donatıda oluşan gerilmeler, yazılacak denge ve uygunluk denklemlerinden yararlanılarak hesaplanabilir.

Denge denklemi :

$$P_C - P_S = 0$$

$$(A_C - Ast) \sigma_C - Ast \cdot \sigma_S = 0 \quad (2.7)$$

Uygunluk denklemi :

$$\epsilon_C^l + \epsilon_S^l = \epsilon_t^l \quad (2.8)$$

Kuvvet - deformasyon ilişkisi :

$$\epsilon_C = \sigma_C / E_C \quad \epsilon_S = \sigma_S / E_S \quad (2.9)$$

$$n = E_S / E_C$$

Denklem (2.7) , (2.8) ve (2.9) gerilmelerin hesabı için yeterlidir. Elde edilen gerilmeler aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$\sigma_C = - \frac{Ast \epsilon_t E_S}{A_C + Ast (n-1)} \quad \delta_t = \frac{Ast}{A_C} \quad \text{olursa,}$$

$$\sigma_C = - \delta_t \cdot \frac{E_S \epsilon_t}{1 + \delta_t (n-1)} \quad (2.10)$$

$$\sigma_S = (1 - \delta_t) \frac{E_S \epsilon_t}{1 + \delta_t (n-1)} \quad (2.11)$$

Sünme ve büzülme gibi zamana bağlı deformasyonlar nedeniyle betonda çekme, donatıda ise basınç gerilmeleri oluşmaktadır.

2.2.3. Eksenel yüklü kolonların davranışı :

Yapılan deneylerle, zamana bağlı deformasyon nedeniyle, kalıcı yükler altında eksenel basınca maruz elemanlardaki gerilmelerin, gerçeğe yakın bir doğrulukla hesaplanmasının olanaksız olduğu kanıtlanmıştır. Aynı deneyler, eksenel yüklü kolonların taşıma gücüne, betonun basınç ve donatı çeliğinin de akma dayanımına ulaşması ile eriştiklerini göstermiştir. Kolonun yük taşıma gücünün yok olması için mutlaka her iki malzemenin de sınır dayanım değerlerine ulaşması gerekmektedir. Beton veya donatı sınır dayanımına eriştiğinde, "kuvvet uyumu" oluşmakta ve sınır dayanımına erişmeyen malzeme diğerine yardım etmektedir. Deneylerden edinilen bu bilgiler ışığında, eksenel basınç altındaki bir betonarme elemanın taşıma gücünün, beton ve donatı kapasitelerinin toplanması ile elde edilebileceği anlaşılmıştır. Donatının kapasitesi akma dayanımı (Ast. fyk), betonunki ise, basınç dayanımı (Acn. fck) ile sınırlanmaktadır. Ancak, sözü edilen deneylerde kolonlardaki basınç dayanımının, ortalama olarak silindirik basınç dayanımının % 85 i olduğu gözlenmiştir. Bunun nedeni , büyük bir olasılıkla boyut etkisi ve kolondaki betonun silindirik numunesindeki kadar iyi sıkıştırılmamış olmasıdır. Kolon betonunda gözlenen bu değişiklik de dikkate alınarak, taşıma gücü aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$Nor = 0.85fck Acn + fyk Ast \quad (2.12)$$

$$Acn = Ac - Ast$$

Eksenel yük sıfırdan başlayarak belirli aralıklarla arttırıldığında, donatı ve betonda oluşan gerilmelerin elastisite teorisinden elde edilen sonuçlardan fazla farklı olmadığı görülmüştür. Ancak, yük belirli bir seviyede sabit tutulduğu taktirde, zamana bağlı deformasyonlar nedeniyle gerilmeler önemli ölçüde değişmekte ve hesaplanan gerilmeler elastisite teorisinden elde edilen sonuçlarla uyuşmamaktadır.

Hızlı yüklenen bir kolonda donatı çeliği akma birim kısalmasına (ϵ_{sy}) ulaştığında, genellikle betonun henüz maximum gerilmeye karşı olan birim deformasyona (ϵ_{co}) erişmemektedir. Bu durumda yük arttırıldığında, donatı tarafından karşılanan kuvvet sabit kaldığından, betonun uygulanan yükten aldığı pay oranı yükselmektedir. Birim kısalma ϵ_{co} değerine eriştiğinde, betonun ezilerek dağılmasını önlemek, ancak betonca taşınan yükün bir bölümünün donatıya aktarılması ile mümkündür. Bunun nedeni betonun $\sigma - \epsilon$ eğrisinin incelenmesinden kolayca anlaşılabilir. Birim kısalmanın ϵ_{co} değerini geçmesi, ancak bir gerilme azalması ile mümkündür. Bu sırada betondan donatıya kuvvet aktarımı olanaksızdır, çünkü donatı daha önce akma gerilmesine ulaştığından, daha fazla yük alamayacaktır. Bu durumda kolon kırılma konumuna ulaşacak ve yük düşmeye başlayacaktır. Kırılma konumuna veya taşıma gücüne erişildiğinde, betondaki birim kısalma, yaklaşık $\epsilon_{co} = 0.002$ olacaktır [2].

2.2.4. Eksenel yüklü kolonların taşıma gücü

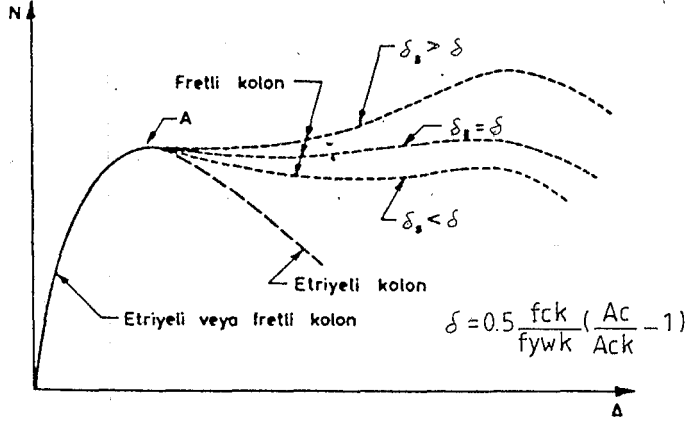
Etriyeli ve fretli kolonların birinci tepe noktasına göre taşıma gücü aynıdır. Denklem (2.12) deki beton alanı yaklaşık olarak ($A_c - A_{st}$) yerine A_c alınırsa, birinci tepe noktasına göre taşıma gücü aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

Fretli kolonların ikinci tepe noktasına göre taşıma gücünü saptamak için brüt beton alanı yerine, göbek alanı (A_c yerine A_{ck}) ve beton dayanımı f_{ck} yerine $F_{c1} = f_{ck} + 4\sigma_2$ kullanılmalıdır [2].

$$N_{or_2} = 0.85 (f_{ck} + 4\sigma_2) A_{ck} + f_{yk} \cdot A_{st} \quad (2.15)$$

$$q = \frac{2A_o}{D(s)} f_{yw} \quad (2.16)$$

$\sigma_2 = q$ yerine, Denklem (2.16) ile belirlenen değer konulduğunda,



Şekil- 2.3. Yük deformasyon eğrileri

N_{Or_2} aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$N_{Or_2} = 0.85 f_{ck} A_{ck} + 0.85 \times 4 \frac{2A_o}{D(s)} A_{ck} \cdot f_{ywk} + A_{st} \cdot f_{yk} \quad (2.17)$$

Birçok yönetmelikteki taşıma gücü denkleminde, fret kesit alanı olan A_o yerine, eşdeğer alan A_{sp} nin kullanılması tercih edilmiştir. Eşdeğer alan, fretin bir halkasının hacmi, boyu s ile sınırlanan eşdeğer boyuna donatı hacmine eşitlenerek bulunabilir.

$$\pi D A_o = A_{sp} (s) \quad (2.18)$$

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_o}{s} \quad (2.19)$$

Denklem (2.17) de A_o yerine Denklem (2.19) den yararlanılarak $A_{sp} (s) / \pi D$ ve A_{ck} yerine de $\pi D^2 / 4$ konup, gerekli basitleştirmeler yapılırsa, N_{Or_2} için aşağıdaki denklem elde edilir.

$$N_{Or_2} = 0.85 f_{ck} A_{ck} + A_{st} f_{yk} + 1.7 A_{sp} f_{yw} \quad (2.20)$$

2.2.5. TS-500'e göre aksenal yüklü kolonların taşıma gücü

TS-500'de her iki tür kolon için de birinci tepe noktası temel alınmakta, ancak fretli kolonun sünekliliği dikkate alınarak, kapasite % 10 arttırılmaktadır. TS-500'de, aksenal yüklü kolonların taşıma gücü için Denklem (2.13) benimsenmiş, ancak karakteristik değerler yerine hesap dayanımları kullanılmıştır [2].

$$N_o = N_r = \emptyset (0.85 f_{cd} A_c + a_{st} f_{yd}) \quad (2.21)$$

TS-500 de bu denklemin hem etriyeli, hem de fretli kolonlar için geçerli olduğu, ancak fretli kolonlardaki fret oranının, tanımlanan "minimum orandan" az olmaması gerektiği belirtilmektedir.

$$\min \delta_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right)$$

TS-500 de, Denklem (2.21) deki \emptyset katsayısının, etriyeli kolonlar için 1.0, fretler için ise 1.1 alınması öngörülmektedir.

2.2.6. Kolonlar için minimum koşullar (TS-500)

Yatay yükler altında minimum bir rijitlik elde etmek, beton ve donatı yerleştirilmesinde kolaylık sağlamak için yönetmeliklerde kolon enkesit boyutu için minimum değerler öngörülür. Aynı zamanda boyuna donatı minimum yüzdesi ve çapı da belirlenir. Bunun nedeni yatay yük ve beklenmeyen dış merkezlerin oluşması durumunda belirli bir moment kapasitesinin sağlanması ve betonun ezilmesi ile oluşacak kırılma gevrekliğinin azaltılmasıdır. Minimum donatı çapı ise, boyuna donatının burkulma kapasitesini minimum bir düzeyde tutma amacıyla ilgilidir.

Şartnamelerde genellikle boyuna donatı yüzdesi için bir de üst sınırdır konmuştur. Bunda amaç, betona göre pahalı olan demirin kullanımını sınırlamak ve kesit boyutlarının aşırı küçültülerek, yatay yüklere karşı eğilme rijitliğinin azalmasını önlemektir. Ülkemizde donatı yüzdesi 1 ile 4 arasında değişmektedir.

Yönetmeliklerde etriye ve fretler için de bazı minimum koşullar vardır. Bunun amacı ise, enine donatı olarak kullanılan etriye ve fretlerin işlevlerinin belirlenmesi ile anlatılabilir. Bu enine donatının işlevleri arasında, boyuna donatıyı beton yerleştirilmesi sırasında yerinde tutmak, kırılma konumunda boyuna donatının burkulma boyunu azaltarak, burkulmayı geciktirmek, göbek betonunun sünekliğini, bazı durumlarda dayanımını arttırmak ve kayma gerilmelerini karşılamak vardır. Dikdörtgen etriyelerin boyuna çubuklar arasındaki serbest açıklığı ve aralığı ne kadar az olursa ve çap ne kadar büyük olursa, bu işlevler o kadar iyi yerine getirilmiş olur.

Kolonlar için minimum dışmerkezlik öngörülme sebebi, betonun homojen olmaması, imalat hatalarından doğan eksen eğrilikleri ve beklenmeyen yük etkilerinin moment oluşturma olasılığıdır.

Bunların yanısıra aksenal yük için de üst sınır sözkonusudur. Bundaki amaç, aksenal yük düzeyini düşünerek, aşırı gevrek davranışı önlemektir. Bilindiği gibi, aksenal yük arttıkça süneklik azalmaktadır. Bu sınırlama özellikle deprem riski büyük bölgelerde yapılan binalar için önemlidir. TS-500 de bu üst sınır, $N_d \leq 0.9 f_{cd} A_c$ dir.

Önemsiz yapı elemanı yoktur ama kolonlarda biraz daha fazla özen şarttır. Çünkü bir kolonun çökmesi tüm yapının göçmesi ile sonuçlanabilir. Yapılan gözlemler, yetersiz enkesit boyutları, yetersiz sargı donatısı, boyuna donatıda yapılan bindirmeli ekleme bindirme boyunun yeter-

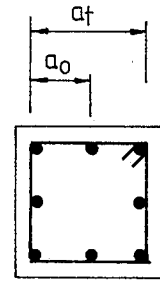
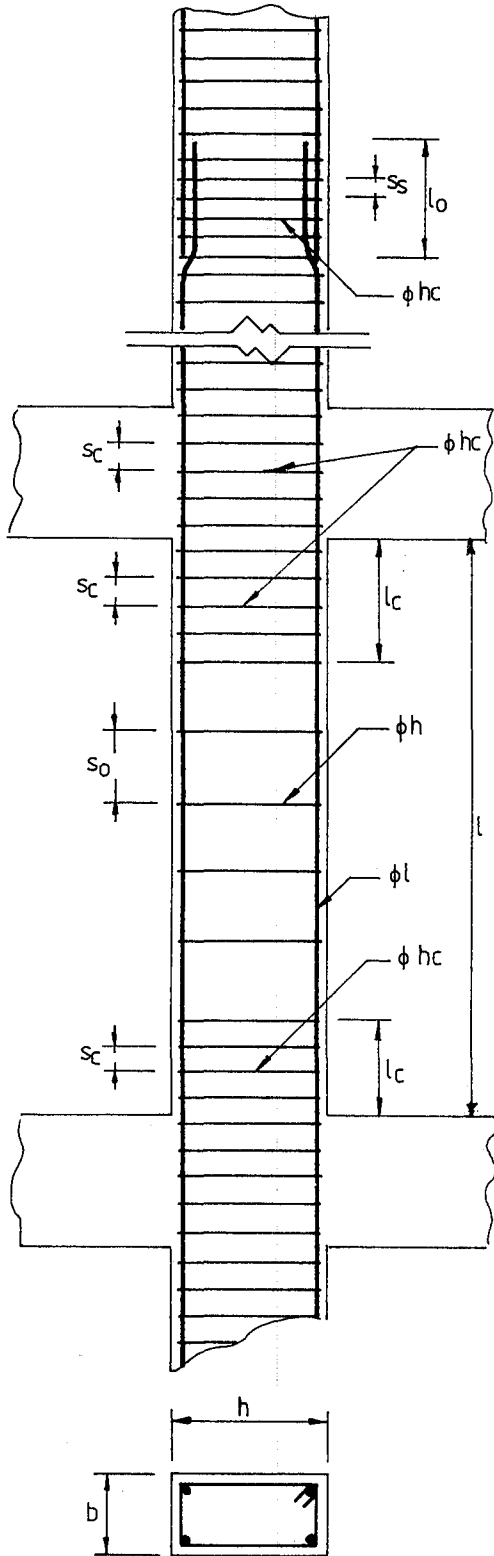
sizliği ve beton dayanımının gerekenden çok düşük olması yapının göçmesinde başlıca etkenler olduğu sonucunu göstermiştir.

Tablo 2.1. Kolonlar için öngörülen koşullar [2]

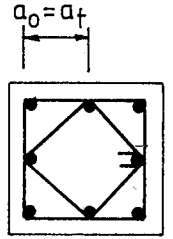
Tanım	Öngörülen Koşullar		
	TS 500	Deprem Yönt.	Ek Öneriler
min b	25 cm	25 cm	-
max l/b	-	-	20
l_c	-	$h, l/6, 45$ cm	-
l_s	(*) $alb > 40 \phi l$ nervürlü 30 ϕl	(*) a l b	-
δ_{min}	0.008(4-o/14)	0.01	-
δ_{max}	0.04	0.04	-
max a_t	-	-	30 cm
max a_o	-	-	20 cm
max s_o	Etr-12 $\phi l, 20$ cm fret-D/5,8 cm	$h/2$ -	- -
max s_c	-	-	-
veya s_s	-	10 cm	-
min ϕh	1/3 ϕl	1/3 ϕl	-
min ϕh_c	-	1/3 $\phi l, 8$ mm	-
min h/b	-	3.0	-
min e	0l.h,2.5 cm	-	-
max N	0.6.f _{ck} A _c	-	-
max V	0.17.f _{ck} .b.h	-	-
min U _k	6 $\phi, 5$ cm	10 ϕ	-

*

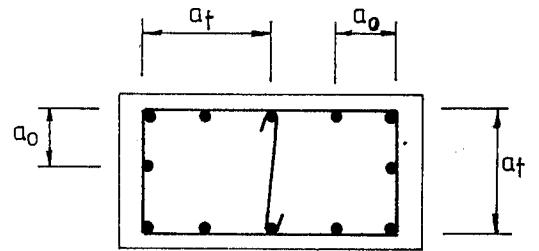
$l_b = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ctd}}$, düz yüzeyli çubuklarda $\rho = 0.22$, nervülülerde $\rho = 0.12$.
aynı kesitte eklenen donatı oranına göre değişir, tümü ekleniyorsa $\alpha = 1.6$



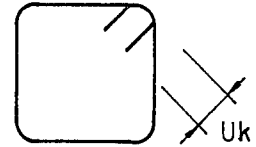
iyi



daha iyi



iyi



Tablo 2.1 Kolonlar için öngörülen minimum koşullar. (devam)

3. NARİNLİK

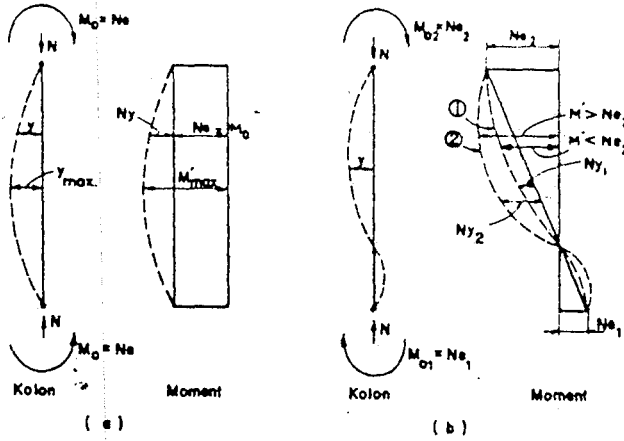
3.1. Narinlik Etkisi (TS 500)

3.1.1. Genel

Betonarme kolonlarda aksenal yüke ek olarak eğilme momenti de etki-
mektedir. Eğilme sonucu oluşan yer değiştirmeler de aksenal yük nedeni
ile ikinci merteye momentlerine yol açmaktadır. Eğer söz konusu yapıda
yeterli rijitlikte perde duvar bulunmuyorsa, katlar arası yanıl yer değiş-
tirme nedeni ile oluşan ikinci merteye momentleri çok büyük olacaktır [2].

İkinci merteye momentlerinin kesin olarak saptanabilmesi, ancak de-
formasyonların sağlıklı bir biçimde hesaplanması ile mümkündür. Deformas-
yonların sağlıklı bir biçimde hesaplanmasının da hemen hemen imkansız ol-
duğu bilinmektedir. Kolonların kesin olarak tanımlanamayan sınır şartları,
betonarmenin doğrusal olmayan, zamana bağlı davranışı nedenleri ile defor-
masyon hesabı ancak tartışmaya ağık çok sayıda varsayımla geręekleřtirilir.

Deformasyon geometrisine bağlı olarak ikinci merteye momentlerinin
(çerçeve hesabından elde edilen) hesap momentlerini artırıp arttırmaya-
caęı belirlenir. Deformasyon geometrisi; eğer kolon boyunca moment iřa-
ret değiştirmiyorsa (kolonun iki ucu arasındabir dönüm noktası yoksa) bu
tür kolonlar "Tek Eğrilikli" dir. (Şekil- 3.1a)kolon boyunca momentin
işaret değiştirdiği durumlarda, kolonun iki ucu arasında moment sıfır
noktası olmayacağından bu tür kolonlar da "Çift Eğrilikli" kolonlar ola-
rak adlandırılır (Şekil- 3. 1b).



Şekil- 3.1.1. Tek eğrilikli ve çok eğrilikli kolonlar [2]

Yukarıdaki şekilde iki ucu mafsallı iki aynı kolon gösterilmektedir. Şekil- 3.1.1.a da gösterilen kolonun iki ucuna gösterilen momentler kolonu aynı yönde eğmektedir. Bu durumda iki uç arasında bir dönüm noktası veya moment sıfır noktası yoktur. İki uç momenti kolonu aynı yönde eğmeye çalıştığından ve eşit olduğundan birinci mertbe momenti kolon boyunca sabittir. Bu nedenle deformasyon nedeni ile ikinci mertbe momenti (kesik çizgiyle gösterilen) her noktada artmaktadır. Birinci mertbe momenti sabit olduğundan toplam max. moment, deformasyonun en büyük olduğu noktada yani kolonun ortasında oluşmaktadır.

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

Şekil- 3.1.1.b de gösterilen mafsallı kolonun iki ucuna etkiyen momentler, kolonu ters yönde eğmeye çalışmaktadır. Bu durumda iki uç arasında bir moment sıfır noktası oluşmakta ve birinci mertbe momentlerinin en

büyük değerleri kolon uçlarında yeni yer değiştirmelerin dolayısıyla ikinci mertebe momentlerinin sıfır olduğu noktada meydana gelmektedir. Bu tür deformasyonun olduğu kolonlarda, ikinci mertebe momentlerinin birinci mertebe momentlerine eklenmesiyle toplam momentin kolon uçlarındaki birinci mertebe momentlerinin değerinden büyük olup olmayacağı, yer değiştirmenin mertebesine, yani narinlik oranına bağlıdır. L/i burada (L) kolon boyu, (i) ile eylemsizlik yarıçapıdır. Şekil- 3b'de ikinci mertebe momentleri kesik çizgilerle gösterilmiştir. Eğrilere (1) olanı, narinlik oranı küçük, (2) olanı, narinlik oranı büyük olan kolonlar içindir. Narinlik oranı küçük olan kolonlarda (1) max. yer değiştirmenin olduğu yerdeki toplam moment, kolon ucundaki birinci mertebe momentinden küçüktür.

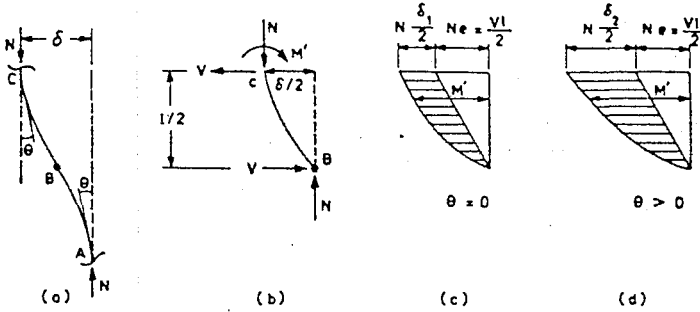
$M' = (M + N \cdot y_1) < N \cdot e_2$ bu durumda kolon hesabı en büyük $N \cdot e_2$ ye göre yapılacağından, narinlik etkisinin ihmal edilmesinde hiçbir sakınca yoktur. Narinlik oranı büyük olan kolonlarda ise (2) max. yer değiştirmenin olduğu yerdeki toplam moment kolon ucundaki birinci mertebe momentinden büyük olabilmektedir. $M' = (M + N \cdot y_2) > N \cdot e_2$. Bu durumda kolon hesabının M' momenti temel alınarak hesabı gerektiğinden narinlik etkisi ihmal edilemez. Bu durumlarda kolon max. momenti kolon ucundan belirli bir uzaklıkta oluşmaktadır.

Özetlemek gerekirse, tek eğrilikli kolonlarda narinlik etkisi ne olursa olsun ikinci mertebe momenti hesap momentini arttırırken, çift eğrilikli kolonlarda ikinci mertebe momentlerinin hesap momentini arttırıp arttırmayacağı narinlik oranına bağlıdır.

Bütün bu anlatılanlar için kolonların iki ucunun birbirine göre yer değiştirmedeği varsayılmıştır. Bu varsayım ancak yatay ötelenmesi önlenmiş çerçeveler için geçerlidir. Çerçevenin yatay ötelenmesi yeterli rijitlikteki perdelerle önlenabilir. Yanal ötelenme yapan çerçevelerde yer değiştirme nedeni ile oluşan ikinci mertebe momentinin en büyük olduğu nokta birinci mertebe momentlerinin en büyük olduğu nokta ile çakıştığından hesap

momentleri mutlaka artacaktır. Dolayısıyla bu çerçevelerin kolonlarında narinlik etkisi çok önemlidir ve ihmal edilmemelidir.

Şekil- 3.1.2a'da gösterilen kolonda iki uç momentinin eşit olduğu varsayımından moment sıfır noktası ortada oluşmaktadır. (b) de kolonun yarısının serbest cisim diyagramı, (c) ve (d) de ise moment dağılımı gösterilmiştir.



Şekil- 3.1.2. Birinci ve ikinci merteye momentlerinin gösterimi.

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

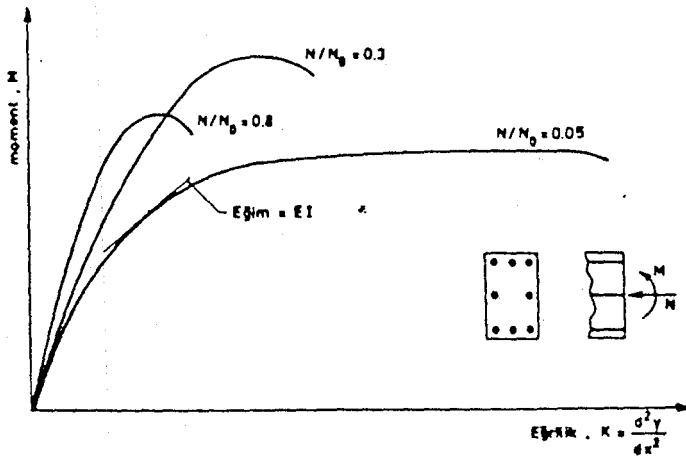
Yanal ötelenmesi önlenmiş bir çerçevedeki kolonda oluşacak ikinci merteye momentinin ne denli kritik olacağı, kolonun deformasyon eğrisine, yani tek veya çift eğrilikli olmasına bağlıdır. Kolonun tek ya da çift

eğrilikli olması yükleme düzenine bağlıdır.

Yanal ötelenmesi önlenmiş bir çerçevenin kolonu, kattaki diğer kolonlardan bağımsız olarak yer değiştiremez. Eğilme elemanlarındaki boy değiştirmeler ihmal edilirse, tüm kat kolonların uçları arasında yer değiştirme aynı olacağından yanal yer değiştirmenin büyüklüğü, tüm kat kolonları ile onların alt ve üst noktasındaki eğilme elemanlarının göreceli rijitliğine bağlıdır. Bu nedenle yatay ötelenmesi önlenmemiş çerçevesiz kolonların da ikinci mertebeli momentleri hesaplanırken tüm kat dikkate alınmalıdır [2].

3.1.2. Kolonların eğilme rijitliği

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



Şekil- 3.1.3. Betonun moment-eğrilik diyagramı [2]

Şekil- 3.1.3 de betonarme bir kesitin çeşitli aksenal yük durumlarındaki moment-eğrilik ilişkileri gösterilmiştir. Bu şekilden iki önemli sonuç çıkarılabilir.

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

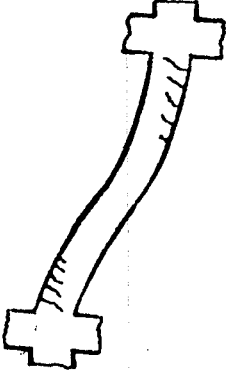
Klasik mekanikte eğilme rijitliği $E.I$ olarak tanımlanır (doğrusal- elastik malzeme için). Betonun elastik modülünü pek çok değişken etkilemektedir. Bunlardan en önemlisi de sünmedir. Sünme, kalıcı yükler altında elastik modülünü önemli yönde etkilemektedir. Sünme nedeni ile kolonların elastik modülündeki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

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımına kıyasla çok küçük olduğundan, betonarme elemanların yük altında çatlama son derece doğaldır. Çatlamış kesitlerdeki eylemsizlik momenti, çatlama kesitlere oranla çok daha küçüktür. Zorlamaların türüne göre çatlama yerleri ve geometrisinin değişebileceği unutulmamalıdır.

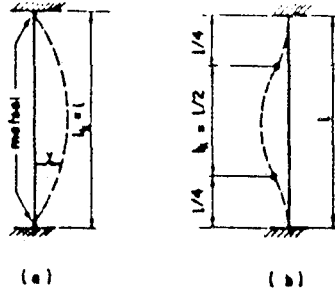
Şekil- 3.1.4. teki kolonda, çatlamış kesitlerle çatlama kesitlerin eylemsizlik momentlerinin farklı olacağı ve çatlak boyunun bunu etkileyeceği düşünüldüğünde, eylemsizlik momentinin kolon boyunca değişeceği ve bu nedenle tüm kolon için tek bir eylemsizlik momenti tanımlanamayacağı açıktır [2].

3.1.3. Kolonların etkili boyu

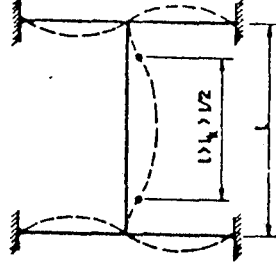
Çerçevenin bir parçası olan kolonların etkili boyu, iki moment sıfır noktası arasındaki uzaklık olarak tanımlanır. Kolon etkili boyu, sınır koşullarına ve uygulanan yük düzenine bağlıdır.



Şekil- 3.1.4. Çatlamış kolon



Şekil- 3.1.5. Yanal ötelemesi önlenmiş kolonların iki sınır durumunda oluşan etkili boyları.



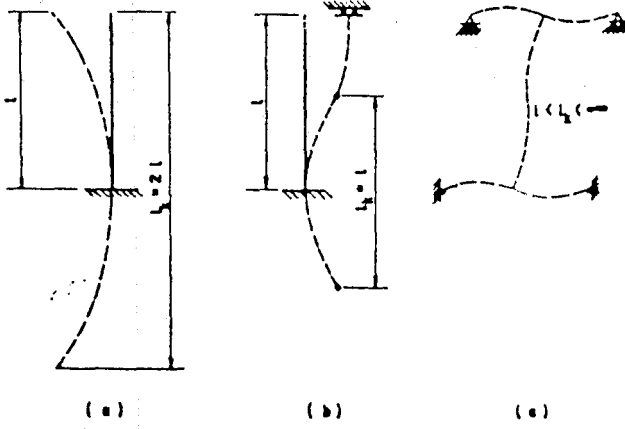
Şekil- 3.1.6. Gerçek durumda kolon etkili boyu

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

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

Yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda idealize edilmiş iki sınır koşulu sonucu oluşan etkili boy Şekil- 3.1.7. (a) ve (b) deki şekillerde gösterilmiştir.

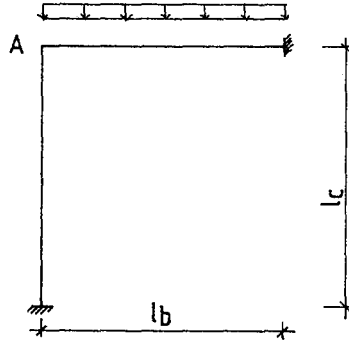
Çerçevenin bir parçası olan kolonlarda da oluşabilecek gerçek deformasyon ise (c) şeklinde gösterilmiştir. Bu tür kolonlarda etkili kolon boyu l ile ∞ arasında değişebilir [2].



Şekil- 3.1.7. Yanal ötelemesi önlenmemiş kolon etkili boyu.

3.1.4. Doğrusal olmayan çerçeve davranışı

Şekil 3.1.8 de gösterilen yanal ötelenmesi önlenmiş çerçeveyi ele alalım.



Şekil- 3.1.8. Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçeve

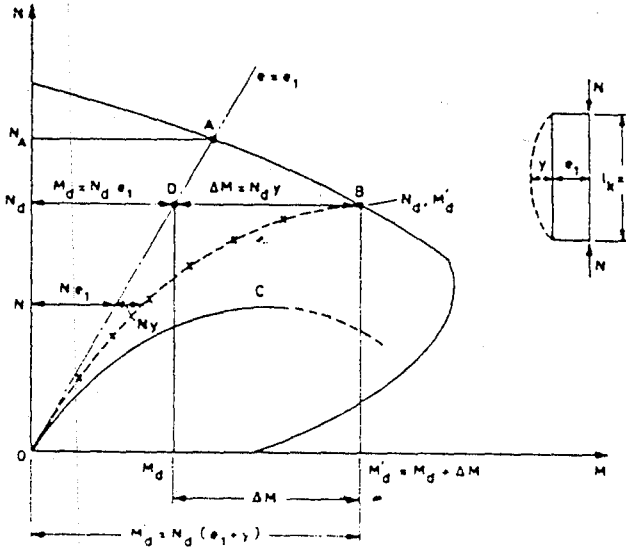
A noktasında oluşan moment, kolon ve kiriş tarafından rijitlikleriyle orantılı olarak alınacaktır. Narinlik oranı yüksek bir kolonda ikinci merteye momentindeki artış, kirişteki artıştan daha fazla olacaktır, kolon çatlamasının kolondaki max. momenti arttıracığı söylenebilir. Buna karşılık narinlik oranı küçük kolonlarda ise, kolon çatlaması kolona etkiyen max. momenti azaltacaktır. Aynı etkileri sünme olayı da göstermektedir. Kiriş çatlamasında ise kolona etkiyen max. moment artmaktadır. Kiriş donatısının akması ile oluşan mafsallaşma, kiriş çatlamasının gösterdiği etkileri göstermektedir. Fakat mertebeler daha büyük olmaktadır.

3.1.5. İkinci mertebe momentinin hesabında temel ilkeler

İkinci mertebe momentlerini etkileyen çeşitli değişkenlerden en önemlileri aşağıda sıralanmıştır.

- Boyutsuz dış merkezlik e/h bilindiği gibi e/h arttıkça narinlik etkisi azalmaktadır.
- Kolonun iki ucundan etkileyen momentlerin oranı, e_1/e_2 . Dış merkezlik cinsinden ifade edilen oranın büyüklüğünden çok işareti önemlidir. $e_1/e_2 = (-)$ olduğunda, kolon çift eğriliklidir ve ikinci derece momentinin hesap momentini arttırıp arttırmaması narinlik oranına bağlıdır.
- $e_1/e_2 = (+)$ olduğunda, kolon tek eğrilikli ve narinlik oranı ne olursa olsun ikinci mertebe momentlerini hesap momentini arttırmaktadır.
- Narinlik oranı, l_k/i (l_k = kolon etkili boyu, i = eylemsizlik yarıçapı).
- Kolon alt ve üst düğüm noktalarındaki diğer elemanların göreceli eğilme rijitliği yanal öteleme önlenmiş çerçevelerde, kattaki tüm düğüm noktalarındaki elemanların davranışını etkilediği unutulmamalıdır.
- Zamana bağlı deformasyon, sünme kolon rijitliğini önemli çapta değiştirerek, hem birinci hem de ikinci mertebe momentlerini etkiler.

İkinci mertebe momentlerini tanımlamak için iki ucu mafsallı sabit dış merkezlik altında denenen bir kolonun davranışı incelenecek. Şekil-3.8, kolon uçları mafsallı olduğundan $L = l_k$ dış merkezlik ise $e = e_1$ dir. Kolonun sıfırdan başlayarak artan yük altındaki davranışı kolon için çizilmiş karşılıklı etki diyagramı üzerinde işaretlenmiştir. Narinlik olmasaydı (kısa kolon) yani ikinci mertebe momenti sıfır olsaydı, kolon $e = e_1$ olarak gösterilen OA eğrisini izleyerek ve A noktasında taşıma gücüne erişecekti. Narin kolonun davranışı ise kesik çizgi ile gösterilmiştir. OA ve OB arasındaki yatay uzaklık Şekil- 3.1.9. den de görüleceği gibi ikin-



Şekil- 3.1.9. Karşılıklı etki diyagramı

ci mertebeli momentini belirtmektedir. yine görüldüğü gibi kısa kolon A noktasında taşıma gücüne ulaşırken narin kolon taşıma gücüne B noktasında erişmektedir. B noktasında taşınan yük N_d dir. Bu aksiyel yüke karşı olan birinci mertebeli moment M_d' dir. Bu durumda N_d aksiyel yük altında oluşan ikinci mertebeli momentini ($\Delta M = N_d \cdot y$) hesaplayabiliriz. Temel amaç şekilde M_d' olarak gösterilen momentin saptanmasıdır.

Kolonun çok narin olduğu durumlarda kolon OA doğrusu yerine OC eğrisini izleyecektir. OC eğrisi şekilden de görüldüğü gibi kolon karşılıklı etki diyagramına ulaşmadan taşıma yeteneğini yitirecektir. Malzemeler sınırlı değerlerine erişmemiş olduğundan, bu bir stabilite kırılması olacaktır[2].

3.1.6. Hesap yöntemleri

İkinci mertebeli momentlerinin hesabında izlenebilecek en doğru yol, bu etkileri de içeren orantısız çerçeve çözümdür. Bu yolda aksiyel yükün eğilme rijitliğine etkisi dikkate alınmalı ve yükler adım adım arttırılarak bunların neden olduğu deformasyon ve ikinci mertebeli momentleri hesaplanma-

lıdır. Bu çözümde beton ve çelik $\sigma - \epsilon$ ilişkileri de gerçek bir biçimde modellenmelidir.

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

3.1.6.1. TS 500 yaklaşık yöntemi

TS 500'de ACI'de öngörülen "moment büyütme yöntemi" temel alınmıştır. Bu yöntemde çerçevenin yanal deplasman yapıp yapmadığı aşağıdaki yaklaşık denklemlerle anlaşılmaktadır. Bu denklemlerde n : kat sayısı, H : yapının temel düzeyinden ölçülen yüksekliği, ΣN_d : yapının toplam ağırlığı (yalnız düşey yükler için) ve $\Sigma (E_c \cdot I_c)_r =$ yalnızca düşey elemanların (perde, duvar gibi) eğilme rijitliği. Rijitlik hesabına kolonlar dahil edilmemelidir [11].

Aşağıdaki koşul sağlandığı takdirde yanal ötelemenin önlenildiği varsayılabilir.

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

$$n \leq 4 \text{ için} \quad H \cdot \sqrt{\frac{\Sigma N_d}{\Sigma (E_c \cdot I_c)_r}} \leq (0.2 + 0.1 n) \quad (3.1.1)$$

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

TS 500'e göre aşağıdaki koşul sağlanıyorsa ikinci mertebeli momentleri

ihmal edilebilir.

$$\text{Yanal ötelenme önlenmiş } \ell_k/i < 34 - 12 \frac{M_{d1}}{M_{d2}} \quad (3.1.2)$$

$$\text{Yanal ötelenme önlenmemiş } \ell_k/i < 22$$

TS 500'e göre eylemsizlik yarıçapı (i) yaklaşık olarak,
 Dikdörtgen kesitler için 0.3 h
 Dairesel kesitler için 0.25 h (3.1.3)

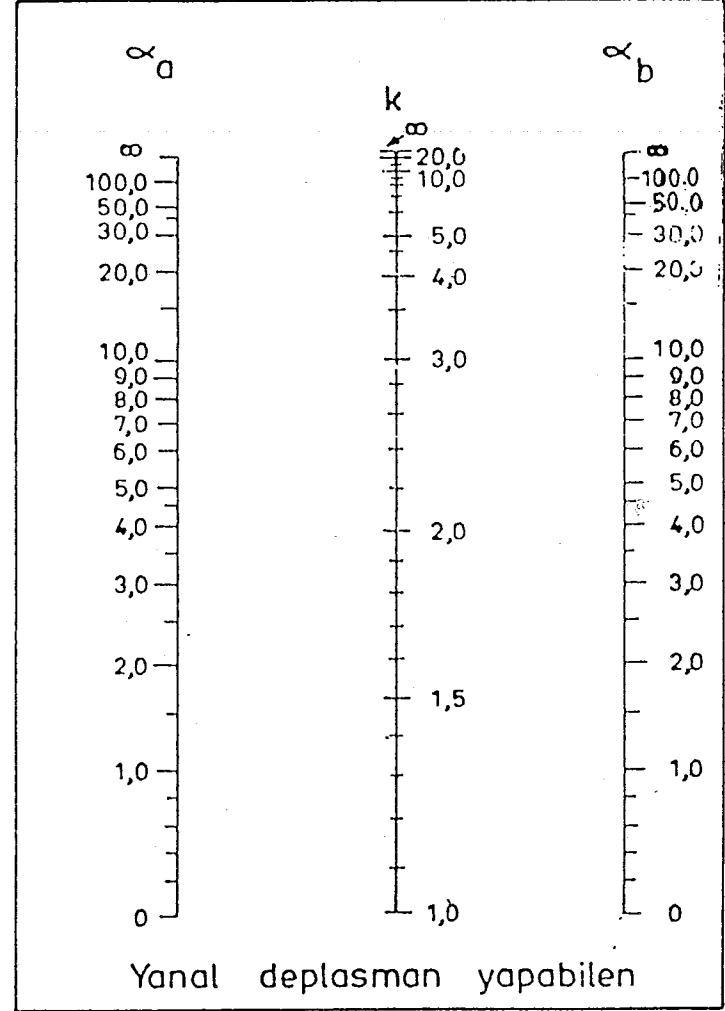
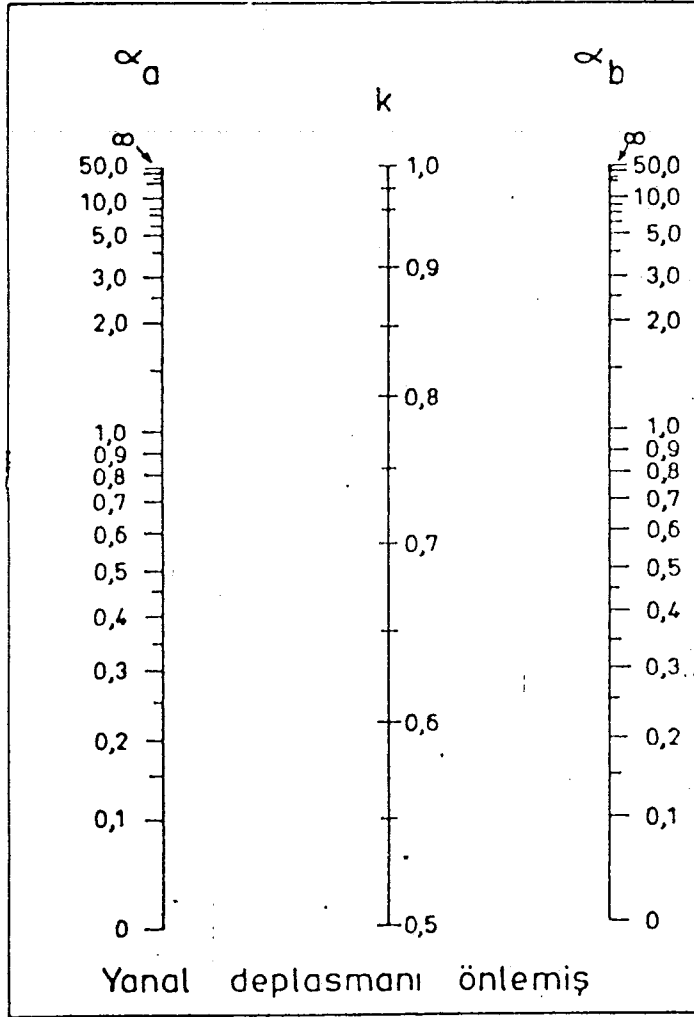
Etkili kolon boyu, gerçek kolon boyunun mesnet koşullarına bağlı k katsayısı ile çarpılması ile elde edilir. $\ell_k = k \cdot \ell$, burada kolon boyu: döşeme üstünden üst düğüm noktasındaki en derin kirişin alt yüzüne olan uzaklıktır. (k) katsayısı: nomografdan kolayca bulunabilir. Nomografa girmeden önce, çerçevenin yanal ötelenmesinin (deplasman) önlenip önlenmediğine karar verilir. α_A ve α_B , alt ve üst düğüm noktalarındaki görelî eğilme rijitliklerini belirleyen katsayılardır.

$$\alpha = \frac{\Sigma(I/L) \text{ kolonlar}}{\Sigma(I/L) \text{ kiriş veya döşeme}} \quad (3.1.4)$$

eylemsizlik momentleri hesaplanırken, kolonlar için brüt beton alanı temel alınmalı, kirişlerde ise çatlamış kesit eylemsizlik momenti hesaplanmalıdır. Pratikte tablalı kesit eylemsizlik momentinin % 50'si ya da tabla ihmal edilerek hesaplanan eylemsizlik momenti "çatlamış kesit eylemsizlik momenti" olarak kabul edilebilir. Alt ve üstteki düğüm noktaları için hesaplanan (α) değerlerinden biri α_A ve diğeri de α_B olarak alınır ve iki nokta birleştirildiğinde istenen (k) değeri bulunur (Şekil 3.1.10).

TS 500 yönteminde çerçeve çözümlenmesinden elde edilen N_d , M_{d1} , M_{d2} , değerleri temel alınarak narinlik etkisinin hesabı yapılır. Eğer 3.1.2

Şekil 3.1.10. Nomogram



no'lu denklemde belirlenen koşul sağlanmıyorsa ikinci mertebe momentleri dikkate alınmalıdır. Bu durumda max. hesap momenti M_d' yapısal çözümlerden bulunan en büyük uç momenti M_{d2} 'nin, β olarak gösterilen "moment arttırma katsayısı" ile çarpılarak bulunur.

$$M_d' = \beta \cdot M_{d2} \quad (3.1.5)$$

$$\text{Yanal ötelenme önlenmişse} \quad \beta = \frac{c_m}{1 - \frac{N_d}{N_k}} \quad (3.1.6)$$

$$c_m = \left(0.60 + 0.40 \frac{M_{d1}}{M_{d2}} \right) \geq 0.4 \quad (3.1.7)$$

$$\text{Yanal ötelenme önlenmemişse} \quad \beta = \frac{1.0}{1 - \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} \quad (3.1.8)$$

β = Arttırma katsayısı,

N_d = Kolona etkiyen hesap eksenel yükü,

$\sum N_d$ = Kattaki tüm kolonlara etkiyen eksenel yükler toplamı,

$\sum N_k$ = Kolonun burkulma yükü.

Yanal ötelenmenin önlenmediği durumlarda β kat için hesaplanmalı. Ancak bazı özel durumlarda bireysel kolonun daha kritik olabileceği düşüncesiyle incelenen kolon için denklem (3.1.6) dan bir β daha hesaplanır. Arttırma katsayısı olarak büyük olan β alınır.

Kolon burkulma yükünün hesabında klasik Euler denklemi kullanılabilir.

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_k^2} \quad (3.1.9)$$

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

$$EI = \frac{E_c \cdot I_c}{2.5} \cdot \frac{1}{1 + R_m} \quad (3.1.10)$$

E_c = Betonun elastisite modülü

I_c = Brüt kesitinin eylemsizlik momenti

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

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

TS 500' deki bu denklem kolondaki boyuna donatı 0.01, 0.02 olduğu durumlarda oldukça iyi sonuç vermektedir. Ancak donatı oranının daha yüksek olduğu veya narinliğin çok büyük olduğu durumlarda, eğilme rijitliğinin hesabında donatının da dikkate alınması yararlı olur.

$$E \cdot I = \left(\frac{I_c \cdot E_c}{s} + E_s \cdot I_s \right) \left(\frac{1}{1 + R_m} \right) \quad (3.1.11)$$

E_s = Çeliğin elastisite modülü

I_s = Düşey donatının ağırlık merkezine göre eylemsizlik momenti.

3.2. DIN 1045'e Göre Narinlik Etkisi [6]

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

$$(\lambda = Sk/i, i = \sqrt{Ib/Fb})$$

a) Narinlik $\lambda \leq 20$

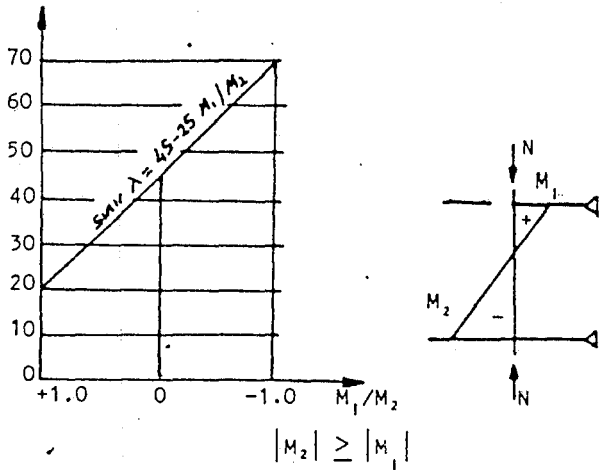
b) e/d eksantrisite katsayısı

$$\lambda \leq 70 \text{ için } e/d \geq 3.5$$

$$\lambda > 70 \text{ için } e/d \geq 3.5 \frac{\lambda}{70}$$

c) Şekil 3.2.1. deki kesit tesirleri altındaki bir basınç çubuğunun üzerinde eksenine dik doğrultuda yük etkimiyorsa ve narinliği aşağıda verilen sınır değerini aşmıyorsa bu çubuğun düğüm noktaları sabit kabul edilir.

$$\text{Sınır } \lambda = 45 - 25 \frac{M_1}{M_2}, |M_2| \geq |M_1| \quad (3.2.1)$$



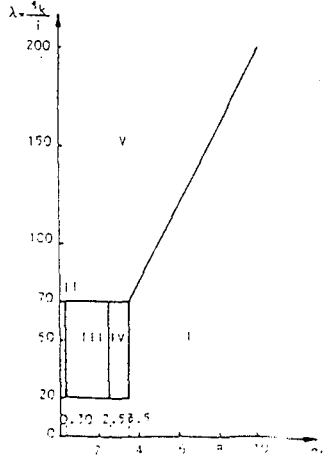
Şekil- 3.2.1. Sınır λ değerleri

Denklem 3.2.1'in sınır $\lambda > 45$ bölgesi kullanılıyorsa, çubuk uçları M_1 ve M_2 uç momentlerinin

$$|M_2| \geq |M_1| \geq N \cdot 0.2 \cdot d \quad (3.2.2)$$

değerine göre boyutlandırılmalıdır. 3.2.1. denklemi kullanılarak burkulma tahkiki yapılmayan çubuklarda donatı daima simetrik olmalı ve bu donatı, gerekiyor ise, az donatı kolon başından başlamak üzere çubuk boyunca eşit aralıklarla kademeli olarak arttırılmalıdır.

Şekil 3.2.2 de, e/d eksantrisitesi ve λ narinliğine bağlı olarak, normal kesit tahkiki ve burkulma tahkikinın yapılması gerekli olduğu bölgeler gösterilmiştir.



Şekil-3.2.2. $\lambda - e/d$ değerine göre normal kesit ve burkulma tahkiki

- I. Bölge : Burkulma tahkiki gerekmez,
- II. Bölge : (3.2.3) denklem ile basitleştirilmiş tahkik,
- III. Bölge : (3.2.4) denklem ile basitleştirilmiş tahkik,
- V. Bölge : DIN 1045, kısım 17.4.4' e göre tahkik.

e/d ye bağlı olarak f ilave eksantrisitenin değerleri :

$$0 \leq e/d < 0.30 \text{ için } f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0.1 + \frac{e}{d}} \geq 0 \quad (3.2.3)$$

$$0.30 \leq e/d < 2.5 \text{ için } f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0 \quad (3.2.4)$$

$$2.5 \leq e/d < 3.5 \text{ için } f = d \cdot \frac{\lambda-20}{160} \left(3.5 - \frac{e}{d}\right) \geq 0 \quad (3.2.5)$$

dır. Burada,

$\lambda = Sk/i$: narinlik

Sk : burkulma boyu,

$i = \sqrt{I_b/F_b}$: burkulma doğrultusundaki atalet yarıçapı,

I_b : beton kesitin atalet momenti,

F_b : beton kesitin alanı,

$e = M/N$: eksantrisite

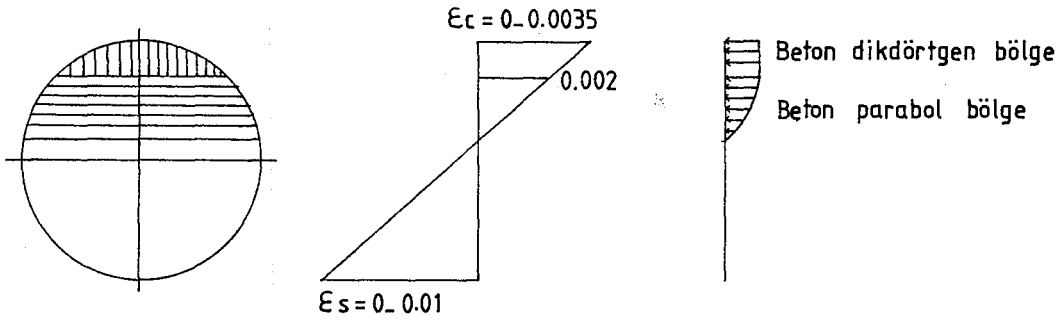
d : kesitin burkulma doğrultusundaki boyutu

4. DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN BETONARME HESABI

Yapının oluşturulmasındaki aşamalardan biri de kesit zorlamaları temel alınarak kesit boyutlarının ve donatısının saptanmasıdır. Bunun için başlıca iki yöntem vardır. Emniyet Gerilmeleri Yöntemi ve Sınır Durumlar Yöntemi. Sınır Durumlar Yönteminde kesit hesabı, esas olarak taşıma gücüne göre yapılmaktadır. Burada taşıma gücüne değinilecektir. Yöntemin amacı, kesitin güç tükenme anındaki kapasitesinin hesabıdır. Gerilme hesabı yoktur.

Basit ve bileşik eğilme altındaki bir betonarme kesitin taşıma gücü hesabı, gerekli denge, uygunluk denklemleri yazılarak ve malzemeler için gerilme-birim deformasyon ilişkileri belirlenerek yapılır. Problemin bu şekilde çözümü için bazı kabullerin yapılması gerekmektedir. Bu kabuller aşağıda sıralanmıştır.

- şekil değişiminden önce düzlem olan kesitler, şekil değişiminden sonra da düzlem kalır (birim deformasyon dağılımı doğrusaldır).
- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
- Beton ve donatı arasında tam bir aderans vardır. Yani donatı çubuğundaki birim boy değişimi, komşu liflerdeki birim boy değişimi ile özdeş tir.
- Gerilme şekil değiştirme bağıntısı, betonda parabol-dikdörtgen, çelikte ideal elastoplastiktir.
- Çelikte en büyük birim uzama 0.01 dir.
- Betonda en büyük birim kısalma 0.0035 tir.

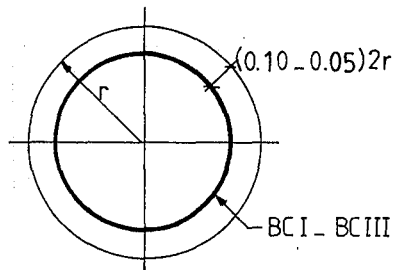


Şekil -4. Birim deformasyon ve gerilme diyagramı

Bu kabullere dayanarak, dairesel kesitli kolonlar için bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Bu program, kolonların dolu veya boşluklu kesite sahip olması ve donatının farklı dizaynlarını içermektedir. Programla ilgili daha ayrıntılı bilgi aşağıda sunulmuştur.

4.1. Dolu Kesit düzgün Dağılı Donatı

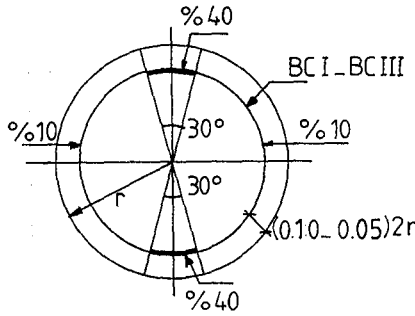
Bu kısımda dolu dairesel kesitli kolonlarda donatı homojen bir şekilde çevreye dağıtılmıştır. Donatı BÇI ve BÇIII, paspayı oranı 0.10-0.05 dir. Beton parabol bölgesi on eşit dilime ayrılmış ve donatı sayısı on olarak alınmıştır.



Şekil -4.1. Dolu kesit düzgün dağılı donatı

4.2. Dolu Kesit Tek Yönlü Donatı

Bu kısımda içi dolu dairesel kesitli kolonda donatı tek yönde yoğunlaştırılmıştır. Donatı BÇI ve BÇIII, paspayı oranı 0.10 ile 0.05 dir. Beton parabol bölgesi on eşit dilime ayrılmış ve donatı sayısı on olarak alınmıştır. Yoğunlaştırılan donatı açısı 30° olup, toplam donatının % 80 dir.



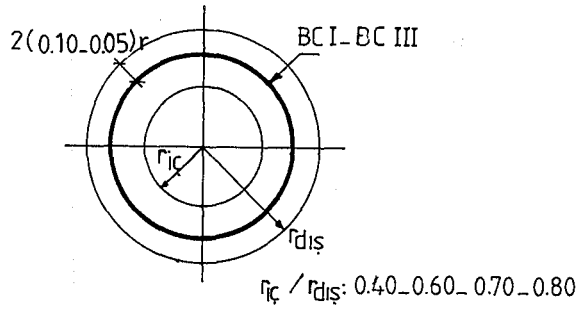
Şekil- 4.2. Dolu kesit tek yönlü donatı

4.3. Boşluklu Kesit Düzgün Dağılılı Donatı

Bu kısımda içi boşluklu dairesel kesitli kolonda donatı homojen bir şekilde çevreye dağıtılmıştır. Donatı BÇI ve BÇIII, paspayı oranı 0.10 ile 0.05 dir. Beton parabol bölgesi on eşit dilime ayrılmış ve donatı sayısı on olarak alınmıştır. Burada iç yarıçapın dış yarıçapa oranı 0.40, 0.60, 0.70 ve 0.80 dir.

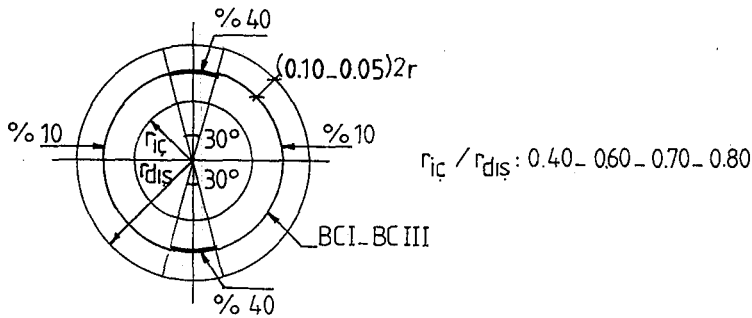
4.4. Boşluklu Kesit Tek Yönlü Donatı

Bu kısımda içi boşluklu dairesel kesitli kolonda donatı tek yönde yoğunlaştırılmıştır. Donatı BÇI ve BÇIII, paspayı oranı 0.10 ile 0.05 dir.



Şekil- 4.3. Boşluklu kesit düzgün dağılılı donatı

Beton parabol bölgesi on eşit dilime ayrılmış ve donatı sayısı on olarak alınmıştır. Yoğunlaştırılan donatı açısı 30° olup, toplam donatınının % 80 dir. Burada iç yarıçapın dış yarıçapa oranı 0.40, 0.60 ve 0.80 dir.

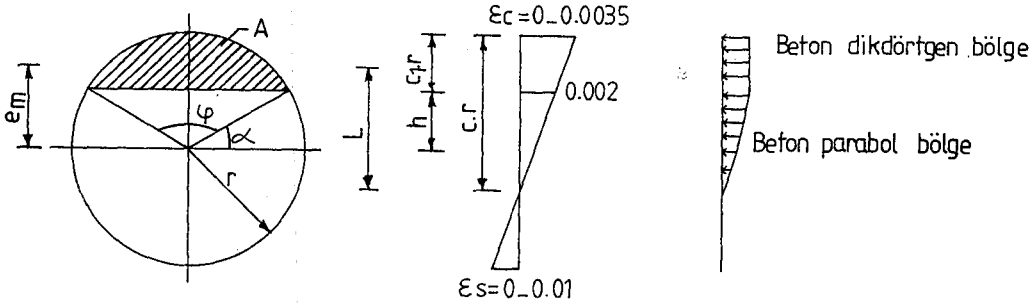


Şekil- 4.4. Boşluklu kesit tek yönlü donatı

4.5. Boyutsuzlaştırma Çalışmaları

4.5.1. Beton-dikdörtgen bölge hesaplamaları

$$h = r - c_1 \cdot r$$



Şekil- 4.5. Dolu kesit-dikdörtgen bölge

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{r^2 - h^2}}$$

$$\psi = 180 - 2\alpha$$

A : taralı bölge alanı

N : dikdörtgen bölge beton kuvveti

fcd : beton birim kuvveti

$$N = A \times fcd$$

$$A = \frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \psi}{180} - \sin \psi \right)$$

$$N = \frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \psi}{180} - \sin \psi \right) fcd$$

Beton kuvvetini $\pi r^2 fcd$ 'ye bölerek boyutsuz getirebiliriz,

$$n = \frac{N}{\pi r^2 fcd} = \frac{\frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \psi}{180} - \sin \psi \right) fcd}{\pi r^2 fcd} \quad \text{gerekli sadeleştirmeleri yaparsak;}$$

$$n = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi}{180} - \frac{\sin \varphi}{\pi} \right) \text{ olarak bulunur.}$$

Beton kuvvetlerini bulduğumuza göre, bu beton kuvvetini moment kolu ile çarparak oluşturacağı momenti de elde edebiliriz.

e_m = taralı bölgenin ağırlık merkezinin daire merkezine olan uzaklığı.

$$e_m = \frac{2}{3} \frac{r^3 \cdot \sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right)} \quad \text{gerekli sadeleştirmeleri yaparsak;}$$

$$e_m = \frac{4}{3} r \cdot \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi} \quad \text{olarak bulunur.}$$

L = moment kolu mesafesi

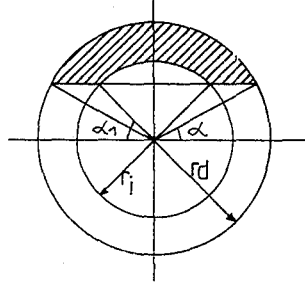
$$L = e_m + c \cdot r - r$$

$$L = \frac{4}{3} r \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right)} + c \cdot r - r = r \left(\frac{4}{3} \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi} + c - 1 \right)$$

$$l = \frac{L}{r} \quad \text{olarak alınırsa;}$$

$$m = \frac{M}{\pi r^3 f_{cd}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi}{180} - \frac{\sin \varphi}{\pi} \right) \left(\frac{4}{3} \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi} + c - 1 \right)$$

bulunur.



Şekil- 4.6. Boşluklu kesit-dikdörtgen bölge

Kesit boşluklu ise;

$$A = \frac{(r_d^2 - r_i^2)}{2} \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right) \text{ olacaktır.}$$

$$\text{Buradan beton kuvveti } N = \frac{(r_d^2 - r_i^2)}{2} \cdot \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right) fcd$$

olarak bulunur. Bunu boyutsuzlaştırmak için $\pi(r_d^2 - r_i^2)fcd$ 'ye böldüğümüzde;

$$n = \frac{\frac{(r_d^2 - r_i^2)}{2} \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right) fcd}{\pi(r_d^2 - r_i^2)fcd} \text{ elde edilir. Gerekli sade-}$$

leştirmeler yapıldığında,

$$n = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi}{180} - \frac{\sin \varphi}{\pi} \right) \text{ olarak bulunur.}$$

Bu beton kuvvetinin yapacağı momenti bulmak için moment kolunu hesaplayalım.

e_m : r_d 'ye bağlı büyük dairenin taralı kısmının daire merkezine olan uzaklığı.

em_1 : r_i 'ye bağılı küçük dairenin alanının daire merkezine olan uzaklığı

$$L = (em - em_1) + c \cdot r_d - r_d$$

$$\frac{r_i}{r_d} = k \quad \text{eşitliğinden} \quad r_i = r_d \cdot k \quad \text{dır.}$$

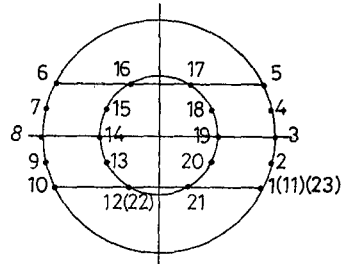
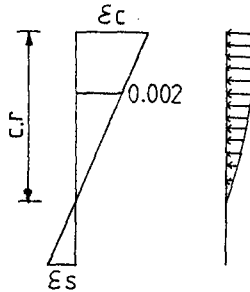
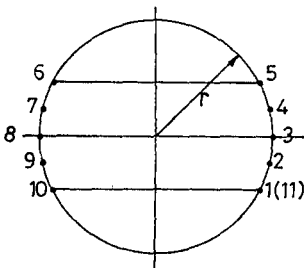
$$L = \frac{4}{3} r_d \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi\right)} + c \cdot r_d - r_d$$

$$l = \frac{L}{r_d} \quad \text{olarak alınır}$$

$$m = \frac{M}{\pi(r_d^2 - r_i^2)r_d fcd} = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi}{180} - \frac{\sin \varphi}{\pi} \right) \left(\frac{4}{3} \frac{\sin^3 \frac{\varphi}{2}}{\left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi\right)} + c - 1 \right) k$$

olarak bulunur.

4.5.2. Beton-parabol bölge hesaplamaları



Şekil-4.7. Dolu kesit-parabol bölge

Şekil-4.8. Boş kesit-parabol bölge

\bar{n} : parabol bölge beton kuvveti (boyutsuz hali)

\bar{m} : parabol bölge beton momenti (boyutsuz hali)

$$\bar{n} = \bar{N}/N_1$$

$$\bar{m} = \bar{M}_x/M_{1x}$$

F_b = beton basınç gerilmesinin uygulandığı sabit alan

f_{cd} = beton basınç gerilmesi

$$N_1 = F_b \cdot f_{cd}$$

$$M_{1x} = 2 I_b x \cdot f_{cd}/d_y$$

Şimdi donatı kuvveti ve momentini yazalım.

$$\bar{N}_e = \sum_{j=1}^{ne} F_{ej} \cdot \sigma_{ej}$$

$$\bar{M}_{xe} = \sum_{j=1}^{ne} F_{ej} \cdot y_j \cdot \sigma_{ej}$$

$$\sigma_{ej} = \epsilon_j \cdot E$$

F_{ej} : j'inci donatının kesit alanı

σ_{ej} : j'inci donatının pozisyonu itibariyle aldığı gerilme

E : çeliğin elastisite modülü ($2e6 \text{ kg/cm}^2$)

Donatı için yazdığımız normal kuvvet ve momentini şimdi de beton için yazalım [10].

$$\bar{N}_b = \int_{F_b} \sigma_b(x,y) dF$$

$$\bar{M}_{xb} = \int_{F_b} \sigma_b(x,y) y \cdot dF$$

$$\sigma_b = f_{cd} (d_1 \cdot y + d_2 \cdot y^2)$$

d_1 : ϵ_c ve ϵ_s ' e bağlı eğik düzlemin eğimi

$$d_1 = \frac{\epsilon_c}{c.r}$$

$$d_2 = -d_1^2$$

$\bar{N}b_1$ ve $\bar{M}_x b_1$ 'i integral şeklinde yazarsak;

$$\bar{N}b_1 = fcd \int_{Fb_1} (d_1 \cdot y + d_2 \cdot y^2) dF$$

$$\bar{M}_x b_1 = fcd \int_{Fb_1} (d_1 \cdot y^2 + d_2 \cdot y^3) dF$$

x ve y değişkenlerini cauchy kapalı eğri üzerinde integral şeklinde yazarsak;

$$\int_F x^k \cdot y^m \cdot dF = \oint \frac{x^k \cdot y^{m+1}}{m+1} dx = \sum_i G_{km}$$

$$G_{km} = \frac{1}{m+1} \int_0^{\Delta x_i} (x_i + z)^k \left(y_i + \frac{\Delta y_i}{\Delta x_i} \cdot z \right)^{m+1} dz,$$

$$\Delta x_i = (x_{i+1} - x_i) r$$

$$\Delta y_i = (y_{i+1} - y_i) r$$

buradan

$$G_{01} = [(\Delta y_i^2/3 + y_i (\Delta y_i + y_i)) \Delta x_i/2] r^3$$

$$G_{02} = [(\Delta y_i^3/4 + y_i (\Delta y_i^2 + y_i (1.5\Delta y_i + y_i))) \Delta x_i/3] r^4$$

$$G_{O_3} = [(\Delta y_i^4/5 + y_i (\Delta y_i^3 + y_i (2\Delta y_i^2 + y_i))) \Delta x_i/4] r^5$$

olarak bulunur.

$$\bar{N}_{b1} = fcd \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O1} + d_2 \cdot G_{O2}) r^2$$

$$\bar{M}_{\chi b1} = fcd \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O2} + d_2 \cdot G_{O3}) r^3$$

\bar{N} , N_1 , \bar{M}_{χ} ve $M_{1\chi}$ 'i bulduğumuza göre en başta eşitliklerini yazdığımız

\bar{n} ve \bar{m} 'yi yazabiliriz [10].

$$\bar{n} = \bar{N}/N_1$$

$$\bar{n} = \frac{fcd \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O1} + d_2 \cdot G_{O2}) r^2}{F_b \cdot fcd} = \frac{fcd \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O1} + d_2 \cdot G_{O2}) r^2}{\pi r^2 \cdot fcd}$$

$$\bar{n} = \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O1} + d_2 \cdot G_{O2}) \frac{1}{\pi}$$

$$\bar{m} = \bar{M}_{\chi}/M_{1\chi}$$

$$M_{1\chi} = 2I_b \chi \cdot fcd/dy$$

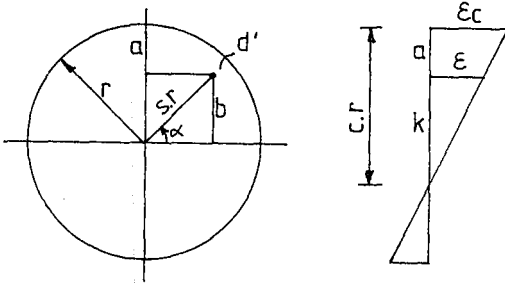
$$= 2fcd \frac{I_b \chi}{d_y}$$

$$= 2fcd \cdot \frac{\pi r^3}{2}$$

$$M_{1\chi} = \pi \cdot r^3 \cdot fcd.$$

$$\bar{m} = \frac{fcd \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O_2} + d_2 \cdot G_{O_3}) r^3}{\pi r^3 \cdot fcd} = \sum_{i=1}^{nb1} (d_1 \cdot G_{O_2} + d_2 \cdot G_{O_3}) \frac{1}{\pi}$$

4.5.3. Donatı hesaplamaları



Şekil- 4.9. kolondaki donatı pozisyonu

Önce, α açısına bağlı donatının birim uzamasını hesaplayalım.

Bunun için bazı bağıntılar elde edelim.

s : pas payı oranı

ϵ_c : beton birim kısalması

$$\sin \alpha = \frac{b}{s \cdot r}$$

$$b = s \cdot r \cdot \sin \alpha$$

$$a = r - b$$

$$k = c \cdot r - a$$

$$\frac{\epsilon_c}{c \cdot r} = \frac{\epsilon}{k}$$

$$\epsilon = \frac{\epsilon_c \cdot k}{c \cdot r} = \frac{\epsilon_c}{c \cdot r} (c \cdot r - a)$$

$$\epsilon = \frac{\epsilon_c}{c.r} (c.r - (r-b)) = \frac{\epsilon_c}{c.r} (c.r - (r - s.r \cdot \sin \alpha))$$

α açısına bağlı donatının birim uzaması,

$$\epsilon = \frac{\epsilon_c}{c} (c - l + s \cdot \sin \alpha) \leq \frac{\sigma}{E} = \frac{f_{yd}}{2e6} \quad \text{olmalıdır.}$$

Eğer $\epsilon > \frac{f_{yd}}{2e6}$ ise ϵ yerine f_{yd} alınmaktadır.

Aksi takdirde donatı kendi f_{yd} 'sinden daha büyük bir gerilmeye maruz kalacaktır.

f_{yd} : donatı emniyet gerilmesi

E : donatı elastisite modülü

σ : α açısına bağlı donatı gerilmesi olmak üzere,

$$\sigma : \epsilon \cdot E$$

$$\sigma : \frac{\epsilon_c \cdot E}{c} (c - l + s \cdot \sin \alpha)$$

$$\sigma : \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c} (c - l + s \cdot \sin \alpha)$$

F : α açısına bağlı donatının alacağı kuvvet,

A_s : elemandaki toplam donatı

n : elemandaki donatı sayısı

$$F = \sigma \cdot \frac{A_s}{n} = \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c} (c - l + s \cdot \sin \alpha) \frac{A_s}{n}$$

δ = donatı porsantajı

$$As = \delta \cdot \pi r^2$$

$$F = \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c} (c - l + s \cdot \sin \alpha) \frac{\delta \cdot \pi r^2}{n}$$

$$f = \frac{F}{\pi r^2 fcd} = \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c \cdot n} (c - l + s \cdot \sin \alpha) \frac{\delta}{fcd}$$

$$\frac{\delta}{fcd} = \frac{w}{fyd}$$

w : mekanik pusantaj eşitliğinden faydalanarak,

$\frac{\delta}{fcd}$ yerine $\frac{w}{fyd}$ koyabiliriz. O halde

$$f = \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c \cdot n \cdot fyd} w (c - l + s \cdot \sin \alpha) \text{ olarak bulunur.}$$

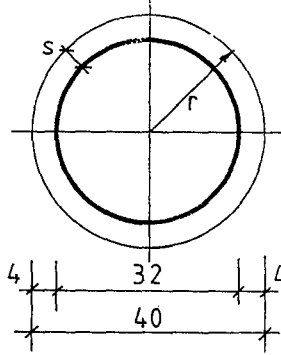
Donatı momenti ise,

$M = F \cdot s \cdot r \cdot \sin \alpha$ olur. Bunu da sabit terimlere bölersek,

$$m = \frac{M}{\pi r^3 fcd} = \frac{\epsilon_c \cdot 2e6}{c \cdot n \cdot fyd} w (c - l + s \cdot \sin \alpha) s \cdot \sin \alpha$$

elde edilir.

ÖRNEK 1.



$$s = 4/40 = 0.10$$

Veriler :

MALZEME : BS 30-BÇ III

$$N_d = 30 \text{ ton.}$$

$$f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_d = 20 \text{ tm.}$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 20 \text{ cm.}$$

$$s = 0.10$$

Donatı hesabı

$$n = N_d / \pi r^2 f_{cd} = 30.000 / \pi \cdot 20^2 \cdot 200 = 0.12$$

$$m = M_d / \pi r^3 f_{cd} = 20.10^5 / \pi \cdot 20^3 \cdot 200 = 0.40$$

n ve m'e bağlı olarak ilgili tablolardan,

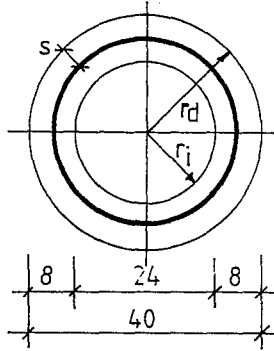
$$w = 0.52$$

$$A_s = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi r^2$$

$$A_s = 0.52 \frac{200}{3650} \pi \cdot 20^2 = 35.81 \text{ cm}^2$$

$$16 \phi 18 (40.64 \text{ cm}^2)$$

ÖRNEK 2.



$$s = 4/40 = 0.10$$

VERİLER :

$$N_d = 15 \text{ ton.}$$

$$M_d = 12 \text{ tm.}$$

$$r_d = 20 \text{ cm.}$$

$$r_i = 12 \text{ cm.}$$

$$s = 0.10$$

$$r_i/r_d = 12/20 = 0.60$$

MALZEME : BS 30-BÇ III

$$f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

Donatı hesabı

$$n = N_d / \pi (\bar{r}_d^2 - \bar{r}_i^2) f_{cd}$$

$$n = 15.000 / \pi (\overline{20^2} - \overline{12^2}) 200 = 0.10$$

$$m = m_d / \pi (\bar{r}_d^2 - \bar{r}_i^2) r_d f_{cd}$$

$$m = 12.10^5 / \pi (\overline{20^2} - \overline{12^2}) 20.200 = 0.36$$

n ve m'e bağlı olarak ilgili tablolardan,

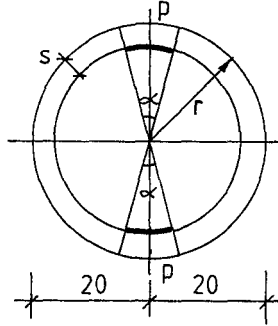
$$w = 0.39$$

$$A_s = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi (\bar{r}_d^2 - \bar{r}_i^2)$$

$$A_s = 0.39 \frac{200}{3650} \pi (\overline{20^2} - \overline{12^2}) = 17.19 \text{ cm}^2$$

$$12 \phi 14 (18.48 \text{ cm}^2)$$

ÖRNEK 3.



$$s = 4/40 = 0.10$$

VERİLER :

MALZEME : BS 30-BÇ III

$$N_d = 64 \text{ ton}$$

$$f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_d = 12.6 \text{ tm}$$

$$f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 20 \text{ cm.}$$

$$s = 0.05$$

$$\rho = \% 40$$

$$\alpha = 30^\circ$$

Donatı hesabı

$$n = N_d / \pi r^2 f_{cd}$$

$$n = 64.000 / \pi / 20^2 / 200 = 0.25$$

$$m = M_d / \pi r^3 f_{cd}$$

$$m = 12.6 \times 10^5 / \pi / 20^3 / 200 = 0.25$$

n ve m'e bağlı olarak ilgili tablolardan,

$$w = 0.50$$

$$A_s = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi r^2$$

$$A_s = 0.50 \frac{200}{3650} \pi \cdot 20^2 = 34.43 \text{ cm}^2$$

$$18\phi 16 (36.18 \text{ cm}^2)$$

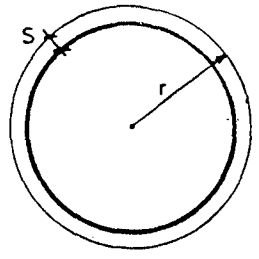
BUCUNE GORE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO

BC III S=0.05

n = Nd / (pi * r^2 * fcd)

m = Md / (pi * r^3 * fcd)

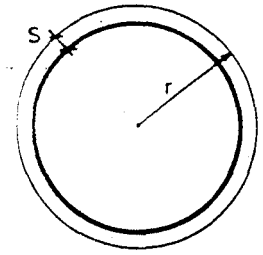
As = w * fcd / fyd * pi * r^2



w degerleri m ve n'e bagli olarak tablodan alinacaktir

Table with columns for n (0.00 to 2.20) and rows for w (0.05 to 0.56). The table contains numerical values for design parameters.

BC1 S=0.05



$$n = \frac{Nd}{\pi r^2 f_{cd}}$$

$$m = \frac{Md}{\pi r^3 f_{cd}}$$

$$As = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi r^2$$

w değerleri m ve n'ye bağlı olarak tablodan alınacaktır

	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	n
0.05											0.05	0.12	0.22	0.32	0.42	0.52	0.62	0.72	0.82	0.92	
0.07											0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	
0.09											0.08	0.18	0.28	0.38	0.48	0.58	0.68	0.78	0.88	0.98	
0.13											0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.70	0.80	0.91		
0.16											0.05	0.14	0.24	0.33	0.44	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93	
0.19 0.11											0.08	0.17	0.27	0.37	0.46	0.56	0.66	0.76	0.86	0.96	
0.23 0.11 0.05											0.05	0.12	0.21	0.30	0.40	0.49	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99
0.27 0.14 0.07											0.07	0.15	0.24	0.33	0.42	0.52	0.62	0.71	0.81	0.91	
0.31 0.17 0.10 0.05											0.05	0.11	0.19	0.27	0.36	0.46	0.55	0.65	0.74	0.84	0.94
0.33 0.20 0.13 0.08 0.05 0.05 0.05 0.05 0.05 0.15 0.22 0.31 0.40 0.49 0.58 0.68 0.77 0.88 0.97											0.05	0.15	0.22	0.31	0.40	0.49	0.58	0.68	0.77	0.88	0.97
0.35 0.24 0.16 0.11 0.08 0.07 0.08 0.12 0.18 0.26 0.34 0.43 0.52 0.62 0.71 0.81 0.90											0.05	0.18	0.26	0.34	0.43	0.52	0.62	0.71	0.81	0.90	
0.37 0.27 0.19 0.15 0.12 0.11 0.12 0.16 0.22 0.30 0.38 0.46 0.55 0.64 0.74 0.83 0.93											0.05	0.22	0.30	0.38	0.46	0.55	0.64	0.74	0.83	0.93	
0.39 0.30 0.23 0.18 0.15 0.14 0.16 0.19 0.25 0.33 0.41 0.49 0.58 0.68 0.77 0.87 0.96											0.05	0.25	0.33	0.41	0.49	0.58	0.68	0.77	0.87	0.96	
0.41 0.33 0.26 0.22 0.19 0.18 0.19 0.22 0.29 0.36 0.45 0.53 0.62 0.71 0.80 0.89 0.99											0.05	0.28	0.36	0.45	0.53	0.62	0.71	0.80	0.89	0.99	
0.44 0.36 0.29 0.25 0.23 0.22 0.23 0.26 0.32 0.39 0.48 0.56 0.65 0.74 0.83 0.92											0.05	0.31	0.39	0.48	0.56	0.65	0.74	0.83	0.92		
0.47 0.39 0.32 0.29 0.26 0.25 0.27 0.30 0.36 0.43 0.51 0.59 0.68 0.77 0.87 0.96											0.05	0.34	0.42	0.51	0.59	0.68	0.77	0.87	0.96		
0.50 0.42 0.36 0.33 0.30 0.29 0.30 0.33 0.39 0.46 0.54 0.63 0.71 0.81 0.90 0.99											0.05	0.37	0.45	0.54	0.63	0.71	0.81	0.90	0.99		
0.53 0.45 0.39 0.36 0.34 0.32 0.34 0.37 0.42 0.49 0.57 0.66 0.74 0.84 0.93											0.05	0.40	0.48	0.57	0.66	0.74	0.84	0.93			
0.56 0.48 0.43 0.40 0.37 0.36 0.37 0.40 0.45 0.53 0.60 0.69 0.78 0.87 0.96											0.05	0.43	0.51	0.60	0.69	0.78	0.87	0.96			
0.59 0.51 0.46 0.43 0.41 0.40 0.41 0.44 0.48 0.56 0.64 0.72 0.81 0.90 0.99											0.05	0.46	0.54	0.63	0.72	0.81	0.90	0.99			
0.62 0.54 0.49 0.47 0.45 0.43 0.45 0.48 0.52 0.59 0.67 0.75 0.84 0.93											0.05	0.49	0.57	0.66	0.75	0.84	0.93				
0.65 0.57 0.53 0.50 0.48 0.47 0.48 0.51 0.56 0.62 0.70 0.78 0.87 0.96											0.05	0.52	0.60	0.69	0.78	0.87	0.96				
0.68 0.60 0.56 0.54 0.52 0.51 0.52 0.55 0.59 0.66 0.74 0.82 0.90 0.99											0.05	0.55	0.63	0.72	0.81	0.90	0.99				
0.71 0.63 0.60 0.57 0.55 0.54 0.55 0.58 0.62 0.68 0.76 0.85 0.94											0.05	0.58	0.66	0.75	0.84	0.93					
0.74 0.67 0.63 0.61 0.59 0.58 0.59 0.62 0.66 0.72 0.80 0.88 0.96											0.05	0.61	0.69	0.78	0.87	0.96					
0.77 0.70 0.67 0.65 0.63 0.62 0.62 0.66 0.69 0.74 0.83 0.91											0.05	0.64	0.72	0.81	0.90						
0.80 0.73 0.70 0.68 0.66 0.65 0.66 0.69 0.73 0.78 0.86 0.94											0.05	0.67	0.75	0.84	0.93						
0.83 0.76 0.74 0.72 0.70 0.69 0.69 0.73 0.76 0.81 0.89 0.97											0.05	0.70	0.78	0.87	0.96						
0.86 0.79 0.77 0.75 0.74 0.72 0.73 0.76 0.80 0.85 0.92											0.05	0.73	0.81	0.90							
0.89 0.83 0.81 0.79 0.77 0.76 0.76 0.80 0.83 0.88 0.95											0.05	0.76	0.84	0.93							
0.92 0.86 0.84 0.82 0.81 0.80 0.79 0.83 0.87 0.91 0.98											0.05	0.79	0.87	0.96							
0.95 0.90 0.88 0.86 0.84 0.83 0.83 0.87 0.91 0.95											0.05	0.82	0.90	0.99							
0.98 0.93 0.92 0.90 0.88 0.87 0.87 0.90 0.94 0.98											0.05	0.85	0.93	1.00							
0.97 0.95 0.93 0.92 0.91 0.90 0.94 0.98											0.05	0.88	0.96	1.00							

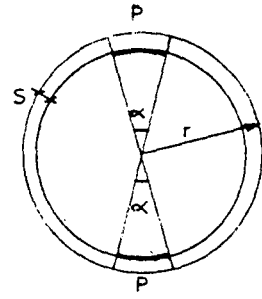
BC I S=0,10 $\alpha = 30^\circ$ P=%, 40

$$n = \frac{Nd}{\pi r^2 fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi r^3 fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi r^2$$

w değerleri m ve n 'e bağlı olarak tablodan alınacaktır



n

0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
0.17	0.05									0.06	0.47	0.89
0.29	0.08								0.05	0.18	0.61	
0.40	0.16								0.05	0.33	0.75	
0.56	0.25								0.05	0.45	0.88	
0.74	0.34	0.05					0.05	0.17	0.60			
0.95	0.36	0.05					0.05	0.35	0.72			
0.50	0.15	0.05					0.05	0.14	0.49	0.88		
0.64	0.30	0.05	0.05				0.05	0.05	0.31	0.66		
0.78	0.44	0.19	0.05	0.05	0.05	0.05	0.20	0.49	0.83			
0.91	0.58	0.35	0.20	0.15	0.20	0.38	0.66	0.99				
	0.73	0.52	0.37	0.33	0.37	0.56	0.83					
	0.87	0.68	0.54	0.50	0.53	0.71						
		0.85	0.71	0.67	0.73	0.89						
			0.88	0.84	0.91							

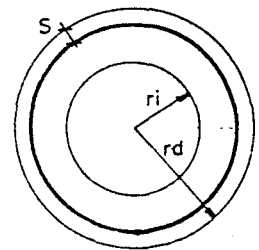
BC III S=0.10 ri / rd = 0.40

$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2) fcd}$$

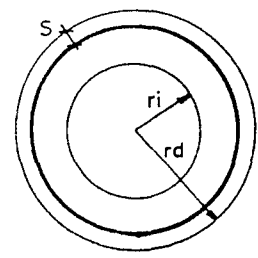
$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2) rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$

w degerleri m ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır



	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	n	
00												0.05	0.13	0.23	0.33	0.43	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93	1.03	1.13		
02												0.05	0.15	0.25	0.35	0.44	0.55	0.65	0.75	0.84	0.95	1.05	1.15		
04												0.08	0.18	0.28	0.38	0.48	0.58	0.68	0.78	0.88	0.98	1.08	1.18		
06											0.05	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.01	1.11	1.21		
08											0.05	0.15	0.24	0.34	0.44	0.55	0.64	0.75	0.84	0.95	1.04	1.14	1.24		
10											0.08	0.18	0.28	0.38	0.48	0.57	0.67	0.77	0.87	0.98	1.07	1.18	1.28		
12	0.17									0.05	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.00	1.11	1.20	1.31		
14	0.18									0.05	0.14	0.25	0.35	0.45	0.54	0.64	0.74	0.84	0.94	1.04	1.14	1.24	1.34		
16	0.23	0.09	0.05							0.07	0.17	0.27	0.38	0.48	0.58	0.68	0.77	0.87	0.97	1.07	1.17	1.27	1.37		
18	0.25	0.12	0.05						0.05	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.01	1.11	1.20	1.30	1.40		
20	0.28	0.16	0.08	0.05					0.05	0.14	0.24	0.34	0.44	0.54	0.64	0.74	0.84	0.94	1.04	1.14	1.24	1.33	1.43		
22	0.30	0.19	0.11	0.05	0.05			0.05	0.10	0.18	0.28	0.37	0.48	0.58	0.67	0.78	0.87	0.98	1.07	1.17	1.27	1.37	1.47		
24	0.33	0.22	0.15	0.09	0.05	0.05	0.05	0.08	0.14	0.22	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.00	1.11	1.21	1.31	1.40	1.50		
26	0.34	0.26	0.19	0.13	0.08	0.06	0.08	0.12	0.19	0.27	0.35	0.44	0.54	0.64	0.74	0.84	0.94	1.05	1.14	1.24	1.34	1.43	1.53		
28	0.37	0.29	0.23	0.17	0.13	0.10	0.13	0.17	0.23	0.30	0.39	0.48	0.58	0.68	0.78	0.88	0.97	1.07	1.17	1.27	1.37	1.46	1.56		
30	0.41	0.33	0.27	0.21	0.17	0.15	0.14	0.21	0.28	0.35	0.43	0.52	0.62	0.71	0.81	0.91	1.01	1.11	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60		
32	0.44	0.36	0.31	0.25	0.21	0.19	0.19	0.26	0.32	0.39	0.48	0.56	0.66	0.75	0.85	0.94	1.05	1.14	1.24	1.34	1.43	1.53			
34	0.47	0.40	0.34	0.29	0.25	0.23	0.23	0.30	0.36	0.43	0.51	0.60	0.69	0.79	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28	1.37	1.47	1.56			
36	0.51	0.44	0.38	0.33	0.29	0.28	0.28	0.35	0.41	0.48	0.56	0.64	0.73	0.83	0.92	1.02	1.11	1.21	1.31	1.41	1.50	1.60			
38	0.54	0.48	0.42	0.37	0.34	0.32	0.32	0.39	0.45	0.52	0.60	0.68	0.77	0.86	0.96	1.05	1.15	1.25	1.34	1.44	1.54				
40	0.58	0.52	0.46	0.41	0.38	0.36	0.36	0.44	0.49	0.57	0.64	0.72	0.81	0.90	0.99	1.09	1.17	1.28	1.38	1.48	1.58				
42	0.61	0.56	0.50	0.45	0.42	0.41	0.41	0.48	0.54	0.61	0.68	0.76	0.85	0.94	1.03	1.13	1.22	1.32	1.42	1.51					
44	0.65	0.60	0.54	0.49	0.46	0.45	0.45	0.52	0.58	0.65	0.73	0.81	0.89	0.98	1.07	1.16	1.26	1.35	1.45	1.55					
46	0.69	0.63	0.58	0.53	0.50	0.49	0.49	0.57	0.63	0.69	0.77	0.85	0.93	1.02	1.11	1.21	1.30	1.39	1.49	1.59					
48	0.72	0.67	0.62	0.57	0.55	0.54	0.54	0.61	0.67	0.74	0.81	0.89	0.97	1.06	1.15	1.24	1.33	1.43	1.53						
50	0.76	0.71	0.66	0.62	0.59	0.58	0.58	0.65	0.71	0.78	0.85	0.94	1.02	1.10	1.19	1.28	1.37	1.47	1.56						
52	0.80	0.75	0.70	0.66	0.63	0.62	0.62	0.69	0.75	0.82	0.89	0.97	1.06	1.14	1.23	1.32	1.41	1.50	1.60						
54	0.84	0.79	0.74	0.70	0.67	0.67	0.67	0.74	0.80	0.87	0.94	1.01	1.10	1.18	1.27	1.36	1.45	1.54							
56	0.88	0.83	0.78	0.74	0.71	0.71	0.71	0.76	0.84	0.91	0.98	1.06	1.14	1.22	1.31	1.40	1.49	1.58							
58	0.92	0.87	0.82	0.78	0.76	0.75	0.75	0.78	0.88	0.95	1.02	1.10	1.18	1.26	1.35	1.44	1.53								
60	0.96	0.91	0.86	0.82	0.80	0.79	0.80	0.82	0.92	0.99	1.06	1.14	1.22	1.30	1.39	1.48	1.57								
62	1.00	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84	0.86	0.97	1.03	1.11	1.19	1.26	1.35	1.44	1.52									
64	1.04	0.99	0.95	0.90	0.88	0.88	0.88	0.90	1.00	1.07	1.15	1.23	1.31	1.39	1.47	1.56									
66	1.08	1.03	0.99	0.94	0.92	0.92	0.93	0.94	1.05	1.12	1.19	1.26	1.35	1.43	1.51	1.60									
68	1.12	1.07	1.03	0.98	0.96	0.96	0.97	0.99	1.09	1.16	1.23	1.31	1.38	1.47	1.55										
70	1.16	1.11	1.07	1.02	1.01	1.01	1.01	1.03	1.13	1.20	1.27	1.35	1.43	1.51	1.60										
72	1.20	1.15	1.11	1.07	1.05	1.05	1.06	1.07	1.17	1.24	1.31	1.39	1.47	1.55											
74	1.24	1.19	1.15	1.11	1.09	1.09	1.10	1.12	1.21	1.28	1.35	1.43	1.51	1.59											
76	1.28	1.23	1.19	1.15	1.13	1.13	1.14	1.16	1.25	1.32	1.40	1.47	1.55												
78	1.32	1.27	1.23	1.19	1.17	1.18	1.19	1.20	1.29	1.37	1.44	1.52	1.59												
80	1.36	1.31	1.27	1.23	1.22	1.22	1.23	1.24	1.33	1.41	1.47	1.55													
82	1.40	1.35	1.31	1.27	1.26	1.26	1.27	1.29	1.37	1.45	1.52	1.59													
84	1.44	1.39	1.35	1.31	1.30	1.30	1.31	1.33	1.39	1.49	1.56														
86	1.48	1.44	1.39	1.35	1.34	1.35	1.36	1.37	1.41	1.53	1.60														
88	1.52	1.48	1.43	1.39	1.38	1.39	1.40	1.41	1.45	1.57															
90	1.56	1.52	1.47	1.43	1.43	1.43	1.44	1.46	1.49																
92	1.60	1.56	1.52	1.48	1.47	1.47	1.49	1.50	1.53																
94	1.60	1.56	1.52	1.51	1.52	1.53	1.54	1.57																	



$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2) fcd}$$

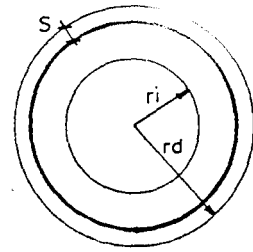
$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2) rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$

w degerleri n ve m ile bagli olarak tablodan alinacaktir

	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	n		
00												0.05	0.14	0.24	0.34	0.44	0.54	0.64	0.73	0.84	0.93	1.04	1.14			
02												0.07	0.17	0.27	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.87	0.97	1.07	1.17			
04												0.09	0.19	0.29	0.39	0.49	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99	1.09	1.19			
06												0.05	0.14	0.24	0.33	0.43	0.54	0.64	0.74	0.83	0.93	1.03	1.13	1.23		
08												0.07	0.17	0.27	0.37	0.47	0.56	0.67	0.77	0.86	0.96	1.06	1.17	1.26		
10	0.11											0.09	0.19	0.29	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30		
12	0.14											0.05	0.15	0.24	0.34	0.44	0.54	0.63	0.74	0.83	0.93	1.02	1.13	1.23	1.33	
14	0.18											0.05	0.16	0.27	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.87	0.96	1.06	1.16	1.26	1.36	
16	0.22	0.10	0.05								0.05	0.09	0.19	0.30	0.40	0.51	0.60	0.71	0.80	0.90	0.99	1.09	1.20	1.29	1.39	
18	0.27	0.12	0.05								0.05	0.12	0.23	0.33	0.43	0.53	0.63	0.74	0.84	0.93	1.03	1.13	1.22	1.32	1.43	
20	0.29	0.16	0.08	0.05							0.05	0.07	0.16	0.26	0.36	0.46	0.56	0.67	0.77	0.87	0.97	1.07	1.17	1.27	1.36	1.45
22	0.31	0.19	0.11	0.05	0.05						0.05	0.11	0.20	0.29	0.40	0.49	0.59	0.70	0.80	0.90	1.00	1.09	1.20	1.29	1.39	1.49
24	0.33	0.22	0.15	0.08	0.05	0.05	0.05	0.09	0.16	0.24	0.33	0.43	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93	1.03	1.13	1.22	1.32	1.42	1.53			
26	0.35	0.26	0.19	0.12	0.08	0.08	0.09	0.15	0.20	0.26	0.37	0.47	0.56	0.66	0.76	0.86	0.97	1.07	1.17	1.27	1.36	1.46	1.56			
28	0.37	0.29	0.22	0.16	0.12	0.12	0.13	0.18	0.24	0.32	0.41	0.50	0.60	0.70	0.79	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60			
30	0.41	0.32	0.26	0.20	0.16	0.16	0.17	0.22	0.29	0.36	0.45	0.54	0.63	0.73	0.83	0.93	1.03	1.13	1.23	1.33	1.43	1.53				
32	0.44	0.36	0.30	0.24	0.20	0.21	0.22	0.26	0.33	0.40	0.49	0.58	0.67	0.77	0.87	0.97	1.06	1.16	1.26	1.37	1.46	1.56				
34	0.47	0.40	0.34	0.28	0.25	0.25	0.26	0.31	0.37	0.45	0.53	0.62	0.71	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.49	1.59				
36	0.51	0.44	0.38	0.32	0.29	0.29	0.30	0.35	0.42	0.49	0.57	0.66	0.75	0.84	0.93	1.03	1.13	1.23	1.34	1.43	1.53					
38	0.54	0.47	0.42	0.36	0.33	0.34	0.35	0.40	0.46	0.53	0.61	0.70	0.79	0.88	0.97	1.07	1.17	1.27	1.36	1.47	1.56					
40	0.58	0.51	0.46	0.40	0.37	0.38	0.39	0.44	0.50	0.57	0.65	0.74	0.83	0.92	1.02	1.11	1.21	1.30	1.40	1.50	1.60					
42	0.61	0.55	0.50	0.44	0.41	0.42	0.43	0.48	0.54	0.62	0.69	0.78	0.87	0.96	1.05	1.15	1.24	1.34	1.44	1.53						
44	0.64	0.59	0.54	0.49	0.47	0.46	0.47	0.52	0.59	0.66	0.74	0.82	0.91	1.00	1.09	1.18	1.28	1.37	1.47	1.57						
46	0.68	0.63	0.57	0.53	0.52	0.51	0.52	0.56	0.63	0.70	0.78	0.86	0.95	1.04	1.13	1.22	1.32	1.41	1.50							
48	0.72	0.67	0.61	0.57	0.56	0.55	0.56	0.61	0.67	0.74	0.82	0.90	0.99	1.08	1.17	1.26	1.35	1.45	1.54							
50	0.76	0.71	0.65	0.61	0.60	0.59	0.60	0.65	0.71	0.79	0.86	0.94	1.03	1.11	1.21	1.30	1.39	1.49	1.58							
52	0.80	0.75	0.70	0.65	0.64	0.63	0.65	0.69	0.75	0.83	0.91	0.98	1.07	1.15	1.24	1.34	1.43	1.53								
54	0.84	0.79	0.73	0.67	0.68	0.68	0.69	0.73	0.80	0.87	0.95	1.03	1.11	1.20	1.28	1.38	1.47	1.56								
56	0.87	0.83	0.78	0.73	0.75	0.72	0.73	0.77	0.84	0.91	0.99	1.07	1.15	1.24	1.32	1.42	1.51	1.60								
58	0.91	0.86	0.82	0.77	0.77	0.76	0.77	0.81	0.88	0.95	1.03	1.11	1.19	1.28	1.36	1.45	1.54									
60	0.95	0.90	0.86	0.81	0.81	0.80	0.82	0.85	0.92	0.99	1.07	1.15	1.23	1.32	1.40	1.49	1.58									
62	0.99	0.94	0.90	0.85	0.85	0.85	0.86	0.89	0.96	1.03	1.11	1.19	1.27	1.36	1.44	1.53										
64	1.03	0.98	0.94	0.89	0.89	0.89	0.90	0.94	1.01	1.08	1.15	1.23	1.31	1.40	1.49	1.57										
66	1.07	1.02	0.98	0.93	0.94	0.93	0.95	0.98	1.04	1.12	1.19	1.27	1.36	1.44	1.53											
68	1.11	1.06	1.02	0.97	0.98	0.97	0.99	1.02	1.08	1.16	1.24	1.31	1.39	1.48	1.56											
70	1.15	1.10	1.06	1.01	1.02	1.02	1.03	1.06	1.12	1.20	1.27	1.36	1.44	1.52												
72	1.19	1.14	1.10	1.05	1.06	1.06	1.07	1.10	1.16	1.24	1.32	1.39	1.48	1.56												
74	1.23	1.18	1.14	1.10	1.10	1.10	1.12	1.14	1.20	1.28	1.36	1.44	1.52	1.60												
76	1.27	1.22	1.18	1.14	1.15	1.14	1.16	1.19	1.24	1.32	1.40	1.48	1.56													
78	1.31	1.26	1.22	1.18	1.19	1.19	1.20	1.23	1.29	1.36	1.43	1.51	1.60													
80	1.35	1.30	1.26	1.22	1.23	1.23	1.24	1.27	1.33	1.40	1.48	1.56														
82	1.39	1.35	1.30	1.26	1.27	1.27	1.29	1.31	1.37	1.44	1.52	1.60														
84	1.43	1.39	1.34	1.30	1.31	1.31	1.33	1.35	1.41	1.48	1.56															
86	1.47	1.43	1.38	1.34	1.35	1.36	1.37	1.40	1.45	1.53	1.60															
88	1.51	1.47	1.42	1.38	1.40	1.40	1.42	1.44	1.49	1.57																
90	1.55	1.51	1.46	1.42	1.44	1.44	1.46	1.48	1.53	1.60																
92	1.59	1.55	1.51	1.46	1.48	1.48	1.50	1.52	1.57																	
94	1.59	1.55	1.51	1.46	1.48	1.48	1.50	1.52	1.57																	

BC III S=0.10 ri / rd = 0.80



$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2)fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2)rd tcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$

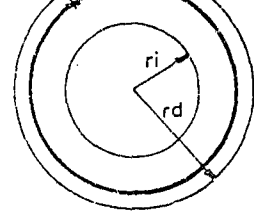
* degerleri m ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır

	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	n		
0.05											0.05	0.12	0.22	0.32	0.43	0.52	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22			
0.05											0.06	0.16	0.26	0.36	0.46	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25			
0.05											0.10	0.20	0.30	0.39	0.49	0.59	0.68	0.78	0.89	0.98	1.08	1.18	1.29			
0.05										0.05	0.12	0.23	0.33	0.42	0.52	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.11	1.22	1.31			
0.07											0.05	0.14	0.25	0.36	0.46	0.55	0.66	0.76	0.85	0.95	1.05	1.15	1.24	1.35		
0.10 0.05											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.69	0.78	0.89	0.98	1.08	1.18	1.28	1.37		
0.13 0.08											0.09	0.20	0.30	0.41	0.52	0.63	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	1.31	1.42		
0.17 0.09										0.05	0.12	0.22	0.33	0.44	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45		
0.20 0.10 0.05											0.05	0.15	0.26	0.36	0.47	0.57	0.68	0.79	0.89	0.98	1.08	1.18	1.28	1.39	1.48	
0.24 0.13 0.05										0.05	0.09	0.18	0.29	0.39	0.50	0.61	0.71	0.81	0.92	1.02	1.12	1.21	1.31	1.42	1.51	
0.29 0.16 0.07 0.05 0.05										0.05	0.13	0.22	0.32	0.43	0.53	0.63	0.74	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.34	1.46	1.55	
0.30 0.19 0.12 0.07 0.05 0.05 0.05 0.05 0.09 0.17 0.26 0.36 0.46 0.56 0.66 0.77 0.88 0.98 1.08 1.18 1.28 1.38 1.48 1.58											0.05	0.15	0.26	0.36	0.46	0.56	0.66	0.77	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28	1.38	1.48	1.58
0.32 0.23 0.16 0.11 0.10 0.06 0.08 0.13 0.21 0.30 0.39 0.49 0.59 0.70 0.80 0.91 1.01 1.11 1.22 1.32 1.42 1.51											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.34 0.26 0.20 0.16 0.14 0.10 0.12 0.17 0.25 0.34 0.43 0.53 0.63 0.73 0.83 0.94 1.04 1.14 1.24 1.34 1.44 1.55											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.38 0.30 0.24 0.20 0.18 0.14 0.16 0.22 0.29 0.38 0.47 0.57 0.67 0.76 0.86 0.97 1.07 1.18 1.28 1.38 1.48 1.59											0.09	0.20	0.30	0.41	0.52	0.63	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	1.31	1.42	1.51	
0.41 0.33 0.28 0.24 0.22 0.18 0.20 0.26 0.33 0.41 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00 1.10 1.20 1.31 1.41 1.51											0.05	0.12	0.22	0.33	0.44	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45	
0.44 0.37 0.32 0.28 0.27 0.23 0.25 0.30 0.38 0.46 0.54 0.64 0.74 0.83 0.94 1.04 1.14 1.24 1.34 1.44 1.55											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.48 0.41 0.36 0.32 0.31 0.27 0.29 0.33 0.42 0.50 0.58 0.67 0.77 0.87 0.97 1.07 1.17 1.27 1.37 1.47 1.58											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.51 0.45 0.40 0.36 0.35 0.31 0.33 0.39 0.46 0.54 0.62 0.71 0.81 0.91 1.01 1.11 1.20 1.30 1.41 1.50											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.55 0.49 0.44 0.40 0.39 0.35 0.37 0.43 0.50 0.58 0.66 0.76 0.85 0.94 1.04 1.14 1.24 1.34 1.44 1.54											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.58 0.53 0.48 0.44 0.43 0.40 0.42 0.47 0.54 0.62 0.71 0.79 0.89 0.98 1.08 1.18 1.27 1.38 1.47 1.58											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.62 0.57 0.52 0.48 0.48 0.44 0.46 0.51 0.58 0.66 0.74 0.83 0.92 1.01 1.11 1.21 1.31 1.41 1.51											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.65 0.61 0.56 0.53 0.52 0.48 0.50 0.55 0.62 0.70 0.79 0.87 0.96 1.06 1.15 1.24 1.34 1.44 1.54											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.69 0.65 0.60 0.57 0.56 0.52 0.54 0.60 0.66 0.74 0.82 0.91 1.00 1.10 1.19 1.28 1.38 1.48 1.57											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.73 0.69 0.64 0.61 0.60 0.57 0.59 0.65 0.70 0.78 0.86 0.95 1.04 1.13 1.23 1.32 1.42 1.51											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.77 0.73 0.69 0.65 0.64 0.61 0.63 0.69 0.73 0.80 0.88 0.97 1.06 1.15 1.25 1.34 1.44 1.54											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.21 1.30 1.40 1.50 1.59											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.85 0.81 0.77 0.73 0.73 0.69 0.71 0.76 0.83 0.91 0.99 1.07 1.16 1.25 1.34 1.44 1.53											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.89 0.85 0.81 0.77 0.77 0.74 0.75 0.80 0.87 0.95 1.02 1.11 1.20 1.29 1.38 1.47 1.57											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.93 0.89 0.85 0.81 0.81 0.78 0.80 0.84 0.91 0.98 1.07 1.15 1.24 1.32 1.42 1.51 1.60											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
0.97 0.93 0.89 0.85 0.85 0.82 0.84 0.88 0.95 1.03 1.11 1.19 1.28 1.37 1.46 1.55											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.01 0.97 0.93 0.90 0.90 0.86 0.88 0.92 0.99 1.07 1.15 1.23 1.32 1.41 1.50 1.59											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.05 1.01 0.97 0.94 0.94 0.91 0.93 0.96 1.03 1.11 1.19 1.27 1.36 1.44 1.53											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.09 1.05 1.01 0.98 0.98 0.95 0.97 1.00 1.07 1.15 1.23 1.31 1.40 1.49 1.58											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.13 1.09 1.05 1.02 1.02 0.99 1.01 1.04 1.11 1.19 1.27 1.35 1.44 1.53											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.17 1.13 1.09 1.06 1.07 1.03 1.05 1.08 1.15 1.23 1.31 1.39 1.48 1.56											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.21 1.17 1.14 1.10 1.11 1.08 1.10 1.13 1.19 1.27 1.35 1.44 1.52											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.25 1.21 1.18 1.14 1.15 1.12 1.14 1.17 1.23 1.31 1.39 1.47 1.56											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.29 1.25 1.22 1.18 1.19 1.16 1.18 1.21 1.27 1.35 1.43 1.51 1.60											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.33 1.30 1.26 1.23 1.23 1.20 1.22 1.25 1.31 1.39 1.47 1.56											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.37 1.34 1.30 1.27 1.28 1.25 1.27 1.29 1.35 1.43 1.51 1.60											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42	1.51	
1.42 1.38 1.34 1.31 1.32 1.29 1.31 1.33 1.39 1.47 1.55											0.06	0.17	0.28	0.39	0.49	0.59	0.70	0.80	0.91	1.01	1.11	1.22	1.32	1.42		

$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2) tcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2) rd tcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$



n degerleri m ve a'ya bagli olarak tablosun alinacaktir

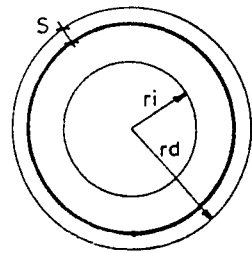
	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	n	
												0.05	0.14	0.23	0.33	0.43	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93	1.04	1.13		
												0.07	0.17	0.27	0.36	0.46	0.57	0.66	0.76	0.86	0.96	1.06	1.16		
											0.05	0.10	0.20	0.30	0.39	0.49	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99	1.09	1.19		
											0.05	0.13	0.23	0.33	0.43	0.53	0.63	0.73	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22		
											0.07	0.17	0.26	0.36	0.46	0.55	0.66	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25		
										0.05	0.10	0.20	0.29	0.39	0.49	0.59	0.68	0.78	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28		
.13										0.05	0.13	0.23	0.33	0.42	0.52	0.62	0.72	0.81	0.91	1.01	1.11	1.21	1.31		
.16										0.05	0.15	0.25	0.34	0.45	0.55	0.65	0.75	0.84	0.94	1.04	1.13	1.24	1.33		
.19	0.11	0.05								0.05	0.08	0.18	0.29	0.39	0.49	0.59	0.68	0.78	0.87	0.97	1.07	1.17	1.26	1.37	
.23	0.11	0.05								0.05	0.12	0.21	0.31	0.42	0.52	0.61	0.71	0.81	0.91	1.00	1.09	1.19	1.30	1.39	
.28	0.14	0.07	0.05							0.05	0.07	0.15	0.25	0.34	0.44	0.54	0.64	0.74	0.84	0.93	1.03	1.13	1.23	1.33	1.42
.32	0.17	0.10	0.05	0.05						0.05	0.10	0.18	0.28	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.86	0.97	1.06	1.16	1.26	1.35	1.45
.34	0.21	0.13	0.08	0.05	0.05	0.05	0.05	0.14	0.22	0.31	0.41	0.50	0.61	0.70	0.80	0.90	1.00	1.09	1.19	1.29	1.38	1.48	1.58		
.36	0.24	0.17	0.11	0.07	0.07	0.07	0.11	0.18	0.26	0.34	0.44	0.53	0.63	0.73	0.83	0.94	1.03	1.12	1.22	1.32	1.42	1.52	1.61		
.38	0.27	0.20	0.14	0.11	0.10	0.11	0.15	0.22	0.29	0.38	0.47	0.57	0.66	0.76	0.86	0.96	1.06	1.15	1.25	1.35	1.45	1.54	1.64		
.39	0.30	0.23	0.18	0.14	0.14	0.15	0.19	0.26	0.33	0.42	0.50	0.60	0.69	0.79	0.89	0.99	1.09	1.18	1.28	1.38	1.48	1.58	1.68		
.41	0.33	0.27	0.22	0.18	0.18	0.19	0.23	0.29	0.37	0.45	0.54	0.63	0.73	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	1.32	1.41	1.51	1.61	1.71		
.44	0.36	0.30	0.25	0.21	0.22	0.23	0.27	0.33	0.41	0.49	0.57	0.66	0.76	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.34	1.44	1.54	1.64	1.74		
.47	0.39	0.34	0.29	0.25	0.25	0.27	0.31	0.37	0.44	0.52	0.61	0.70	0.79	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28	1.38	1.48	1.58	1.68	1.78		
.50	0.42	0.37	0.32	0.29	0.29	0.30	0.34	0.41	0.48	0.56	0.64	0.73	0.83	0.92	1.01	1.11	1.21	1.30	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79		
.53	0.46	0.41	0.36	0.32	0.33	0.34	0.38	0.44	0.52	0.59	0.68	0.76	0.85	0.95	1.05	1.14	1.24	1.34	1.44	1.53	1.63	1.73	1.83		
.56	0.49	0.44	0.39	0.36	0.36	0.38	0.42	0.48	0.55	0.63	0.72	0.80	0.89	0.98	1.08	1.17	1.28	1.37	1.47	1.56	1.66	1.76	1.86		
.59	0.53	0.48	0.43	0.40	0.40	0.42	0.46	0.52	0.59	0.67	0.75	0.84	0.93	1.02	1.11	1.20	1.30	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79	1.89		
.62	0.56	0.51	0.46	0.43	0.44	0.46	0.49	0.55	0.63	0.70	0.78	0.87	0.96	1.05	1.14	1.24	1.34	1.43	1.53	1.63	1.73	1.83	1.93		
.65	0.59	0.55	0.50	0.47	0.47	0.49	0.53	0.59	0.66	0.74	0.82	0.91	0.99	1.08	1.18	1.27	1.37	1.47	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96		
.68	0.63	0.58	0.53	0.51	0.51	0.53	0.56	0.63	0.70	0.77	0.86	0.94	1.03	1.12	1.21	1.30	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99		
.71	0.66	0.62	0.57	0.54	0.55	0.57	0.60	0.66	0.73	0.81	0.89	0.98	1.06	1.15	1.24	1.33	1.44	1.53	1.63	1.73	1.83	1.93	2.03		
.75	0.70	0.65	0.61	0.58	0.58	0.61	0.64	0.70	0.77	0.85	0.93	1.01	1.10	1.19	1.28	1.37	1.47	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	2.06		
.78	0.73	0.69	0.64	0.62	0.62	0.64	0.67	0.74	0.81	0.89	0.96	1.05	1.13	1.23	1.31	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09		
.81	0.77	0.72	0.68	0.65	0.66	0.68	0.71	0.77	0.84	0.92	1.00	1.08	1.17	1.26	1.35	1.44	1.53	1.63	1.73	1.83	1.93	2.03	2.13		
.85	0.80	0.76	0.71	0.69	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.96	1.04	1.12	1.21	1.29	1.38	1.47	1.57	1.67	1.77	1.87	1.97	2.07	2.17		
.88	0.84	0.79	0.75	0.73	0.73	0.75	0.79	0.85	0.92	0.99	1.07	1.15	1.24	1.33	1.42	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20		
.92	0.87	0.83	0.79	0.77	0.77	0.79	0.82	0.88	0.95	1.03	1.11	1.19	1.27	1.37	1.45	1.54	1.64	1.74	1.84	1.94	2.04	2.14	2.24		
.95	0.91	0.86	0.82	0.80	0.80	0.83	0.86	0.92	0.99	1.06	1.14	1.23	1.31	1.39	1.49	1.58	1.68	1.78	1.88	1.98	2.08	2.18	2.28		
.99	0.94	0.90	0.86	0.84	0.84	0.87	0.90	0.96	1.03	1.10	1.18	1.26	1.34	1.43	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32		
1.02	0.98	0.93	0.89	0.88	0.88	0.90	0.94	0.99	1.06	1.13	1.21	1.30	1.38	1.47	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	2.06	2.16	2.26	2.36		
1.06	1.01	0.97	0.93	0.91	0.91	0.94	0.97	1.03	1.10	1.17	1.25	1.33	1.41	1.51	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	2.29	2.39		
1.09	1.05	1.01	0.96	0.95	0.95	0.98	1.01	1.06	1.13	1.21	1.29	1.37	1.45	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45		
1.13	1.08	1.04	1.00	0.98	0.98	1.01	1.05	1.09	1.17	1.24	1.32	1.41	1.49	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	2.29	2.39	2.49		
1.16	1.12	1.08	1.04	1.02	1.02	1.05	1.08	1.13	1.20	1.28	1.36	1.44	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32	2.42	2.52		
1.20	1.15	1.11	1.07	1.06	1.06	1.09	1.12	1.16	1.24	1.32	1.39	1.47	1.54	1.64	1.74	1.84	1.94	2.04	2.14	2.24	2.34	2.44	2.54		
1.23	1.19	1.15	1.11	1.09	1.09	1.12	1.16	1.20	1.28	1.35	1.43	1.51	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60		
1.27	1.22	1.18	1.14	1.13	1.13	1.16	1.20	1.24	1.31	1.39	1.47	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45	2.55	2.65		
1.30	1.26	1.22	1.18	1.16	1.17	1.20	1.23	1.27	1.35	1.42	1.50	1.58	1.68	1.78	1.88	1.98	2.08	2.18	2.28	2.38	2.48	2.58	2.68		
1.34	1.29	1.25	1.22	1.20	1.20	1.24	1.27	1.31	1.38	1.46	1.54	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32	2.42	2.52	2.62	2.72		
1.37	1.33	1.29	1.25	1.24	1.24	1.27	1.31	1.35	1.41	1.49	1.57	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45	2.55	2.65	2.75		
1.41	1.37	1.33	1.29	1.27	1.27	1.31	1.34	1.38	1.45	1.53	1.61	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	2.29	2.39	2.49	2.59	2.69	2.79		
1.44	1.40	1.36	1.32	1.31	1.31	1.34	1.38	1.42	1.49	1.56	1.64	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32	2.42	2.52	2.62	2.72	2.82		

BC III S=0.05 ri / rd = 0.70

$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2) fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2) rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$



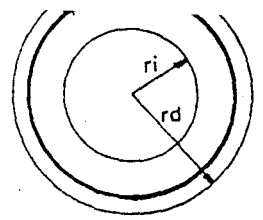
w degerleri n ve m'e bagli olarak tablodan alınacaktır

	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	n	
0												0.07	0.17	0.27	0.36	0.44	0.51	0.57	0.63	0.68	0.73	0.78	0.83	0.88	0.93
2											0.05	0.11	0.20	0.30	0.40	0.49	0.59	0.69	0.80	0.89	0.99	1.09	1.19	1.29	1.39
4											0.05	0.14	0.23	0.33	0.43	0.53	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	1.32	1.42
6	0.06										0.08	0.17	0.26	0.37	0.46	0.56	0.66	0.76	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45
8	0.07										0.05	0.11	0.20	0.30	0.39	0.49	0.59	0.68	0.78	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28	1.38
0	0.10	0.05									0.05	0.13	0.23	0.33	0.43	0.52	0.62	0.72	0.81	0.91	1.01	1.11	1.21	1.30	1.40
2	0.13	0.07									0.05	0.15	0.26	0.36	0.46	0.55	0.65	0.75	0.84	0.94	1.04	1.14	1.23	1.34	1.44
4	0.16	0.09									0.08	0.18	0.28	0.39	0.49	0.59	0.68	0.78	0.88	0.97	1.07	1.17	1.27	1.36	1.46
6	0.19	0.11	0.05							0.05	0.11	0.21	0.31	0.42	0.53	0.62	0.71	0.81	0.91	1.01	1.11	1.20	1.30	1.39	1.49
8	0.23	0.13	0.05							0.05	0.14	0.24	0.34	0.44	0.55	0.65	0.75	0.84	0.93	1.03	1.13	1.23	1.33	1.42	1.52
0	0.27	0.14	0.07	0.05						0.05	0.09	0.17	0.27	0.37	0.47	0.57	0.68	0.78	0.87	0.97	1.06	1.16	1.26	1.36	1.45
2	0.31	0.17	0.10	0.05	0.05					0.05	0.08	0.13	0.21	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.81	0.90	1.01	1.09	1.19	1.29	1.39
4	0.33	0.20	0.13	0.09	0.06	0.05				0.09	0.15	0.25	0.34	0.43	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93	1.04	1.13	1.23	1.32	1.42	1.51
6	0.35	0.23	0.16	0.12	0.09	0.07	0.05			0.13	0.20	0.28	0.37	0.46	0.56	0.66	0.76	0.86	0.96	1.06	1.16	1.26	1.36	1.45	1.55
8	0.37	0.26	0.19	0.16	0.13	0.11	0.12	0.17	0.24	0.32	0.40	0.50	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99	1.09	1.19	1.29	1.38	1.48	1.58	1.68	
0	0.40	0.29	0.23	0.19	0.17	0.15	0.16	0.21	0.27	0.35	0.44	0.53	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	1.31	1.41	1.51	1.60	1.70	
2	0.41	0.33	0.26	0.23	0.20	0.18	0.20	0.24	0.31	0.39	0.47	0.56	0.66	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75	
4	0.44	0.36	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	0.28	0.35	0.42	0.50	0.60	0.69	0.78	0.88	0.98	1.08	1.18	1.28	1.38	1.47	1.57	1.67	1.77	
6	0.47	0.39	0.34	0.30	0.28	0.26	0.28	0.32	0.38	0.46	0.54	0.63	0.72	0.82	0.92	1.01	1.11	1.20	1.30	1.41	1.51	1.61	1.71	1.81	
8	0.50	0.42	0.38	0.34	0.31	0.30	0.31	0.36	0.42	0.49	0.58	0.67	0.76	0.85	0.94	1.05	1.14	1.24	1.34	1.44	1.53	1.63	1.73	1.83	
0	0.53	0.45	0.41	0.37	0.35	0.33	0.35	0.39	0.46	0.53	0.61	0.70	0.79	0.88	0.98	1.07	1.17	1.27	1.37	1.47	1.57	1.67	1.77	1.87	
2	0.56	0.48	0.45	0.41	0.38	0.37	0.39	0.43	0.50	0.57	0.65	0.74	0.83	0.92	1.01	1.10	1.20	1.30	1.40	1.49	1.60	1.70	1.80	1.90	
4	0.59	0.52	0.48	0.44	0.42	0.40	0.43	0.47	0.53	0.61	0.69	0.77	0.86	0.95	1.05	1.14	1.23	1.33	1.43	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	
6	0.62	0.55	0.52	0.48	0.46	0.44	0.46	0.50	0.57	0.64	0.72	0.80	0.89	0.99	1.08	1.17	1.26	1.36	1.46	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	
8	0.65	0.59	0.56	0.52	0.49	0.48	0.50	0.54	0.60	0.68	0.76	0.84	0.93	1.02	1.11	1.20	1.30	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	
0	0.68	0.62	0.59	0.55	0.53	0.51	0.54	0.57	0.64	0.72	0.79	0.87	0.96	1.05	1.15	1.23	1.33	1.43	1.53	1.63	1.73	1.83	1.93	2.03	
2	0.71	0.65	0.63	0.59	0.56	0.55	0.58	0.61	0.68	0.75	0.83	0.91	1.00	1.09	1.18	1.27	1.36	1.46	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	
4	0.74	0.69	0.66	0.62	0.60	0.59	0.61	0.65	0.71	0.78	0.86	0.95	1.04	1.12	1.21	1.31	1.40	1.49	1.58	1.68	1.78	1.88	1.98	2.08	
6	0.77	0.73	0.70	0.66	0.64	0.62	0.65	0.68	0.75	0.82	0.90	0.98	1.07	1.16	1.24	1.34	1.43	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	
8	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.66	0.69	0.72	0.78	0.86	0.94	1.02	1.10	1.19	1.28	1.37	1.46	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	2.06	2.16	
0	0.84	0.81	0.77	0.73	0.71	0.70	0.72	0.76	0.82	0.89	0.97	1.05	1.14	1.22	1.32	1.40	1.50	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	
2	0.87	0.84	0.80	0.77	0.74	0.73	0.76	0.80	0.86	0.93	1.01	1.09	1.18	1.26	1.35	1.44	1.53	1.63	1.73	1.83	1.93	2.03	2.13	2.23	
4	0.91	0.88	0.84	0.80	0.78	0.77	0.80	0.83	0.89	0.96	1.04	1.12	1.21	1.29	1.38	1.47	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	2.06	2.16	2.26	
6	0.94	0.91	0.88	0.84	0.82	0.81	0.84	0.87	0.93	1.00	1.08	1.16	1.25	1.33	1.42	1.51	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	
8	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85	0.84	0.87	0.91	0.97	1.04	1.12	1.19	1.28	1.36	1.45	1.54	1.64	1.74	1.84	1.94	2.04	2.14	2.24	2.34	
0	1.01	0.98	0.95	0.91	0.89	0.88	0.91	0.94	1.00	1.07	1.15	1.23	1.32	1.40	1.49	1.58	1.68	1.78	1.88	1.98	2.08	2.18	2.28	2.38	
2	1.05	1.02	0.98	0.95	0.93	0.91	0.93	0.98	1.04	1.11	1.18	1.27	1.35	1.43	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32	2.42	
4	1.08	1.06	1.02	0.99	0.96	0.95	0.98	1.02	1.07	1.15	1.22	1.30	1.38	1.47	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45	
6	1.12	1.09	1.05	1.02	1.00	0.99	1.02	1.06	1.10	1.18	1.26	1.33	1.42	1.51	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	2.29	2.39	2.49	
8	1.16	1.13	1.09	1.06	1.03	1.02	1.06	1.09	1.14	1.22	1.29	1.37	1.46	1.54	1.64	1.74	1.84	1.94	2.04	2.14	2.24	2.34	2.44	2.54	
0	1.20	1.16	1.13	1.09	1.07	1.06	1.09	1.13	1.17	1.25	1.33	1.41	1.49	1.57	1.67	1.77	1.87	1.97	2.07	2.17	2.27	2.37	2.47	2.57	
2	1.24	1.20	1.16	1.13	1.11	1.10	1.13	1.17	1.21	1.29	1.36	1.44	1.52	1.62	1.72	1.82	1.92	2.02	2.12	2.22	2.32	2.42	2.52	2.62	
4	1.27	1.23	1.20	1.16	1.14	1.13	1.17	1.20	1.25	1.32	1.40	1.48	1.56	1.66	1.76	1.86	1.96	2.06	2.16	2.26	2.36	2.46	2.56	2.66	
6	1.31	1.27	1.23	1.20	1.18	1.17	1.20	1.24	1.28	1.35	1.43	1.51	1.59	1.69	1.79	1.89	1.99	2.09	2.19	2.29	2.39	2.49	2.59	2.69	
8	1.34	1.31	1.27	1.24	1.21	1.21	1.24	1.28	1.32	1.39	1.47	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45	2.55	2.65	2.75	
0	1.38	1.34	1.31	1.27	1.25	1.24	1.28	1.32	1.36	1.43	1.50	1.58	1.68	1.78	1.88	1.98	2.08	2.18	2.28	2.38	2.48	2.58	2.68	2.78	
2	1.41	1.38	1.34	1.31	1.29	1.28	1.31	1.35	1.39	1.46	1.54	1.64	1.74	1.84	1.94	2.04	2.14	2.24	2.34	2.44	2.54	2.64	2.74	2.84	
4	1.45	1.41	1.38	1.35	1.32	1.31	1.35	1.39	1.43	1.49	1.57	1.67	1.77	1.87	1.97	2.07	2.17	2.27	2.37	2.47	2.57	2.67	2.77	2.87	

$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2)fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2)rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi(rd^2 - ri^2)$$



w değerleri m ve n'ye bağlı olarak tablodan alınacaktır

0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 1.80 1.90 2.00

0.00																				
0.02									0.05	0.14					0.44	0.54	0.64	0.74	0.84	0.94
0.04									0.07	0.17	0.27	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.87	0.97		
0.06									0.09	0.19	0.29	0.39	0.49	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99		
0.08									0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91			
0.10									0.13	0.23	0.33	0.43	0.53	0.63	0.73	0.83	0.93			
0.12									0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95			
0.14									0.17	0.27	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.87	0.97			
0.16		0.05							0.19	0.29	0.39	0.49	0.59	0.69	0.79	0.89	0.99			
0.18		0.05						0.05	0.10	0.19	0.28	0.38	0.49	0.58	0.68	0.79	0.89	0.98		
0.20		0.07	0.05					0.05	0.13	0.22	0.32	0.41	0.52	0.62	0.71	0.81	0.91			
0.22		0.11	0.05	0.05				0.05	0.08	0.17	0.26	0.35	0.45	0.54	0.64	0.74	0.84	0.94		
0.24		0.23	0.14	0.09	0.05	0.05	0.05	0.12	0.20	0.29	0.38	0.48	0.58	0.67	0.77	0.87	0.97			
0.26		0.26	0.18	0.13	0.09	0.07	0.07	0.09	0.16	0.24	0.33	0.42	0.51	0.61	0.70	0.80	0.91			
0.28		0.29	0.21	0.17	0.13	0.11	0.11	0.13	0.20	0.28	0.36	0.45	0.55	0.65	0.74	0.84	0.93			
0.30		0.32	0.25	0.21	0.17	0.15	0.15	0.17	0.24	0.32	0.40	0.49	0.58	0.67	0.77	0.87	0.97			
0.32		0.36	0.29	0.24	0.21	0.19	0.19	0.21	0.27	0.35	0.44	0.52	0.62	0.71	0.80	0.90				
0.34		0.39	0.32	0.28	0.25	0.23	0.23	0.25	0.29	0.39	0.47	0.56	0.65	0.75	0.84	0.93				
0.36		0.43	0.36	0.32	0.29	0.27	0.28	0.30	0.33	0.43	0.51	0.59	0.68	0.77	0.87	0.96				
0.38	0.54	0.46	0.40	0.36	0.33	0.31	0.32	0.34	0.37	0.46	0.54	0.63	0.72	0.81	0.90					
0.40	0.58	0.50	0.43	0.40	0.37	0.35	0.36	0.38	0.41	0.50	0.58	0.66	0.75	0.85	0.93					
0.42	0.61	0.53	0.47	0.44	0.41	0.39	0.40	0.42	0.45	0.54	0.62	0.70	0.79	0.88	0.97					
0.44	0.64	0.57	0.51	0.48	0.45	0.44	0.44	0.46	0.49	0.58	0.65	0.73	0.82	0.91						
0.46	0.68	0.60	0.55	0.52	0.49	0.48	0.48	0.50	0.53	0.58	0.69	0.77	0.85	0.95						
0.48	0.71	0.63	0.59	0.56	0.54	0.52	0.52	0.54	0.58	0.61	0.72	0.80	0.89	0.98						
0.50	0.75	0.67	0.63	0.60	0.58	0.56	0.56	0.58	0.62	0.65	0.75	0.84	0.93							
0.52	0.78	0.70	0.67	0.64	0.62	0.60	0.60	0.62	0.66	0.69	0.79	0.88	0.96							
0.54	0.81	0.74	0.71	0.68	0.66	0.64	0.64	0.67	0.70	0.74	0.80	0.91	0.99							
0.56	0.85	0.77	0.75	0.72	0.70	0.68	0.68	0.70	0.74	0.78	0.83	0.94								
0.58	0.88	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72	0.72	0.74	0.78	0.82	0.86	0.98								
0.60	0.92	0.85	0.82	0.80	0.78	0.76	0.76	0.78	0.82	0.86	0.90									
0.62	0.95	0.89	0.86	0.84	0.82	0.80	0.80	0.82	0.86	0.90	0.94									
0.64	0.99	0.93	0.90	0.88	0.86	0.85	0.84	0.87	0.90	0.94	0.98									
0.66		0.97	0.94	0.92	0.90	0.89	0.88	0.91	0.94	0.98										
0.68			0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.95	0.98											
0.70				0.98	0.97	0.96	0.95													

m

ME VE EKSENEL KUVVET ETKISİNDEKİ DAIRESSEL KESİTLİ KOLONLARIN
 MA GUCUNE GORE BÖYÜTSÜZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO

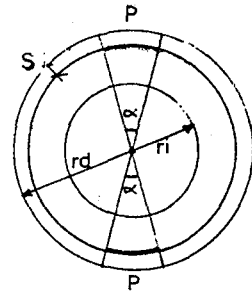
BC.III S=0.10 $\alpha = 30^\circ$ P= % 40 ri/rd = 0.70

$$n = \frac{Nd}{\pi(rd^2 - ri^2) fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(rd^2 - ri^2) rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyd} \pi (rd^2 - ri^2)$$

w degerleri m ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır



0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40														
										0.05	0.30	0.71	1.12	1.54
										0.05	0.44	0.85	1.26	
										0.05	0.18	0.59	0.99	1.41
0.19	0.05									0.05	0.32	0.73	1.12	1.54
0.29	0.05									0.05	0.43	0.88	1.27	
0.42	0.23									0.05	0.54	0.98	1.43	
0.57	0.31									0.19	0.64	1.09	1.54	
0.72	0.39	0.05							0.05	0.33	0.77	1.22		
0.87	0.47	0.05							0.05	0.47	0.90	1.33		
1.08	0.50	0.14	0.05						0.05	0.21	0.51	1.02	1.46	
1.18	0.63	0.28	0.05	0.05					0.05	0.05	0.39	0.76	1.17	
1.28	0.77	0.43	0.22	0.09	0.05	0.05	0.24	0.55	0.93	1.32				
1.38	0.91	0.57	0.39	0.27	0.16	0.22	0.42	0.72	1.08	1.48				
1.49	1.04	0.73	0.56	0.44	0.34	0.40	0.60	0.90	1.25					
1.54	1.18	0.89	0.73	0.62	0.52	0.58	0.79	1.08	1.41					
	1.32	1.08	0.90	0.80	0.70	0.76	0.97	1.25	1.59					
	1.47	1.26	1.07	0.97	0.88	0.93	1.15	1.44						
		1.43	1.24	1.15	1.05	1.11	1.33	1.60						
		1.59	1.41	1.32	1.23	1.29	1.51							
			1.58	1.50	1.41	1.47								
				1.59										

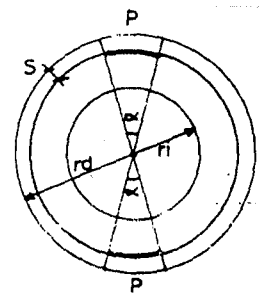
n

BC III S=0.10 $\alpha = 30^\circ$ P=7.40 $r_1/r_2=0.80$

$$n = \frac{Nd}{\pi (rd^2 - ri^2) fcd}$$

$$m = \frac{Md}{\pi (rd^2 - ri^2) rd fcd}$$

$$As = w \frac{fcd}{fyk} \pi (rd^2 - ri^2)$$



w değerleri α ve n' e bağlı olarak tablodan alınacaktır

	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
0.05										0.11	0.50	0.92	1.33
0.07									0.05	0.25	0.64	1.06	1.47
0.08	0.05								0.05	0.39	0.80	1.22	
0.09	0.05								0.05	0.47	0.93	1.35	
0.10									0.10	0.57	1.04	1.49	
0.11									0.05	0.22	0.68	1.14	1.60
0.12	0.33								0.05	0.34	0.80	1.24	
0.13	0.36	0.05							0.05	0.48	0.91	1.37	
0.14	0.39	0.05							0.05	0.20	0.62	1.05	1.48
0.15	0.51	0.19	0.05						0.05	0.35	0.75	1.20	
0.16	0.65	0.34	0.12	0.05					0.05	0.17	0.51	0.92	1.33
0.17	0.79	0.50	0.29	0.21	0.05	0.12	0.35	0.69	1.06	1.48			
0.18	0.93	0.66	0.46	0.39	0.22	0.30	0.53	0.85	1.22				
0.19	1.07	0.82	0.63	0.56	0.40	0.48	0.71	1.02	1.38				
0.20	1.22	0.99	0.80	0.74	0.57	0.66	0.89	1.20	1.56				
0.21	1.37	1.15	0.97	0.91	0.75	0.83	1.06	1.37					
0.22	1.53	1.32	1.15	1.09	0.93	1.01	1.24	1.55					
0.23		1.49	1.32	1.26	1.11	1.18	1.43						
0.24			1.49	1.44	1.29	1.36	1.59						
0.25					1.46	1.54							

n

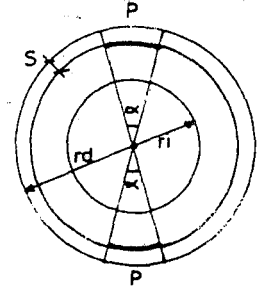
BC III S=0.05 $\alpha = 30^\circ$ P=0.40 $r_i/r_d = 0.60$

$$n = \frac{Nd}{\pi(r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = \omega \frac{f_c d}{f_y d} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$

ω degerleri α ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır



0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
											0.14	0.55	0.96	1.37
										0.05	0.28	0.68	1.07	1.50
										0.05	0.41	0.81	1.22	
0.05										0.14	0.55	0.96	1.36	
0.06									0.05	0.29	0.69	1.07	1.48	
0.16									0.05	0.41	0.82	1.20		
0.54	0.26								0.08	0.51	0.94	1.35		
0.64	0.36	0.05							0.05	0.21	0.63	1.06	1.47	
0.79	0.45	0.05							0.05	0.34	0.74	1.18	1.60	
0.95	0.46	0.14	0.05						0.05	0.11	0.46	0.88	1.29	
1.13	0.59	0.27	0.05	0.05					0.05	0.26	0.62	1.01	1.41	
1.31	0.71	0.41	0.15	0.05	0.05	0.05	0.14	0.42	0.75	1.15	1.54			
1.38	0.84	0.54	0.30	0.12	0.10	0.14	0.30	0.57	0.91	1.28				
1.45	0.97	0.68	0.44	0.27	0.26	0.30	0.46	0.73	1.06	1.41				
1.52	1.09	0.82	0.59	0.42	0.42	0.46	0.65	0.89	1.20	1.57				
1.59	1.22	0.96	0.74	0.57	0.57	0.62	0.79	1.05	1.36					
	1.35	1.10	0.88	0.73	0.73	0.78	0.94	1.21	1.52					
	1.48	1.24	1.03	0.88	0.88	0.93	1.11	1.36						
		1.39	1.18	1.03	1.04	1.09	1.27	1.51						
		1.53	1.32	1.18	1.19	1.25	1.42							
			1.47	1.33	1.35	1.41	1.58							
				1.49	1.50	1.57								

n

VE EKSENEL KUVVET ETKISİNDEKİ DAIRESSEL KESİTLİ KOLONLARIN
GÜCÜNE GÖRE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO

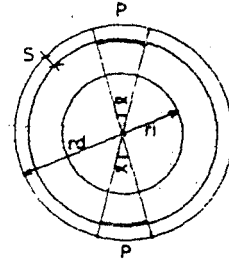
BC III $s=0.05$ $\alpha = 30^\circ$ $P = 0.40$ $r_i/r_d = 0.70$

$$n = \frac{N_d}{\pi (r_d^2 - r_i^2) f_{cd}}$$

$$m = \frac{M_d}{\pi (r_d^2 - r_i^2) r_d f_{cd}}$$

$$A_s = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$

w değerleri n ve m'ye bağlı olarak tablodan alınacaktır



	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
											0.05	0.29	0.70	1.10	1.50
											0.05	0.44	0.82	1.24	
											0.16	0.55	0.96	1.37	
.22											0.05	0.30	0.70	1.09	1.51
.28 0.05											0.05	0.42	0.83	1.23	
.39 0.20											0.07	0.52	0.95	1.36	
.51 0.28											0.19	0.53	1.06	1.49	
.64 0.36 0.05											0.05	0.31	0.73	1.17	
.78 0.44 0.05											0.05	0.45	0.86	1.28	
.93 0.53 0.13 0.05											0.05	0.19	0.58	0.99	1.40
1.09 0.58 0.26 0.05 0.05											0.05	0.05	0.35	0.71	1.12
1.27 0.71 0.38 0.19 0.08 0.05 0.05 0.21 0.51 0.85 1.24											0.83	0.52	0.34	0.23	0.14
											0.19	0.37	0.66	1.01	1.39
											0.96	0.66	0.49	0.38	0.29
											0.35	0.53	0.81	1.15	1.52
											1.09	0.79	0.64	0.53	0.45
											0.50	0.67	0.97	1.31	
											1.21	0.93	0.79	0.68	0.60
											0.66	0.85	1.12	1.45	
											1.34	1.09	0.94	0.83	0.75
											0.82	1.00	1.28	1.59	
											1.47	1.25	1.09	0.98	0.91
											0.98	1.16	1.43		
											1.60	1.41	1.24	1.13	1.06
											1.14	1.32	1.58		
											1.56	1.39	1.28	1.21	1.29
											1.47				
											1.54	1.43	1.37	1.45	
											1.58	1.52			

n

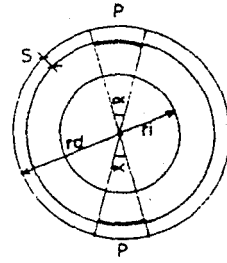
VE EKSEMEL KUVVET ETKİSİNDEKİ DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN
GÜCÜNE GÖRE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AİT TABLO

BC III $S=0.05$ $\alpha=30^\circ$ $P=0.40$ $r_i/r_d=0.80$

$$n = \frac{N_d}{\pi (r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{M_d}{\pi (r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = w \frac{f_c d}{f_y d} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$



w değerleri m ve n 'e bağlı olarak tablodan alınacaktır

	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
											0.11	0.49	0.90	1.29
0.05										0.05	0.23	0.63	1.02	1.43
0.06										0.05	0.38	0.78	1.17	1.56
0.18 0.05										0.05	0.46	0.92	1.30	
0.28 0.05										0.10	0.57	1.02	1.44	
0.39 0.09										0.21	0.65	1.11	1.55	
0.51 0.28								0.05	0.34	0.78	1.22			
0.63 0.36 0.05								0.05	0.45	0.88	1.33			
0.76 0.43 0.05							0.05	0.18	0.58	1.00	1.44			
0.89 0.47 0.17 0.05							0.05	0.32	0.71	1.13	1.56			
1.02 0.59 0.31 0.11 0.05						0.05	0.15	0.47	0.84	1.26				
1.18 0.72 0.45 0.26 0.18 0.05 0.10 0.31 0.62 0.99 1.39														
1.36 0.85 0.59 0.41 0.33 0.19 0.26 0.47 0.77 1.13 1.52														
1.43 0.98 0.73 0.55 0.48 0.34 0.42 0.63 0.92 1.28														
1.50 1.11 0.88 0.70 0.63 0.50 0.57 0.78 1.08 1.42														
1.57 1.24 1.02 0.86 0.78 0.65 0.73 0.93 1.23 1.56														
1.37 1.17 1.00 0.93 0.80 0.89 1.09 1.38														
1.51 1.32 1.16 1.09 0.95 1.04 1.25 1.52														
1.46 1.30 1.23 1.11 1.20 1.40														
1.46 1.38 1.26 1.36 1.55														
1.53 1.41 1.51														
1.56														

n

E VE EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN
 MA GÜCÜNE GÖRE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO

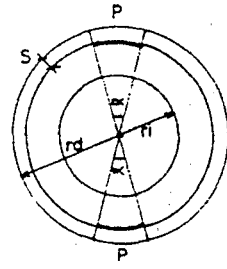
BC I S=0.10 $\alpha = 30^\circ$ P=7.40 r_i/r_d=0.70

$$n = \frac{N_d}{\pi(r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{M_d}{\pi(r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = w \frac{f_c d}{f_y d} \pi(r_d^2 - r_i^2)$$

w değerleri m ve n 'e bağlı olarak tablodan alınacaktır



n

0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
										0.05	0.30	0.72
										0.05	0.45	0.86
										0.16	0.58	
0.19	0.05									0.05	0.30	0.73
0.28	0.05									0.05	0.39	0.83
0.40	0.24									0.07	0.49	0.93
0.55	0.31									0.18	0.61	
0.71	0.38	0.050								0.05	0.32	0.72
0.88	0.46	0.05								0.06	0.44	0.85
0.50	0.14	0.05								0.05	0.19	0.57
0.63	0.28	0.05	0.05							0.05	0.35	0.72
0.77	0.42	0.21	0.09	0.05	0.05	0.20	0.50	0.87				
0.91	0.57	0.37	0.26	0.15	0.20	0.37	0.65					
	0.71	0.53	0.43	0.32	0.36	0.53	0.80					
	0.85	0.69	0.60	0.49	0.53	0.69	0.94					
		0.86	0.77	0.66	0.70	0.86						
			0.93	0.83	0.86							

VE EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN
GÜCÜNE GÖRE BOYUTSUZ SAYILARLA HESAPINA AİT TABLO

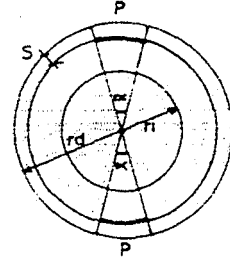
BC1 S=0.10 $\alpha = 30^\circ$ P=0.40 $r_1/r_d = 0.80$

$$n = \frac{N_d}{\pi(r_d^2 - r_1^2) f_{cd}}$$

$$m = \frac{M_d}{\pi(r_d^2 - r_1^2) r_d f_{cd}}$$

$$A_s = w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pi (r_d^2 - r_1^2)$$

w değerleri n ve m'e bağlı olarak tablodan alınacaktır



											n									
0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20								
											0.09	0.51	0.92							
0.05											0.05	0.74	0.86							
0.06											0.05	0.76	0.78							
0.17	0.05											0.05	0.45	0.88						
0.29	0.05											0.11	0.54	0.97						
0.40	0.11											0.05	0.21	0.84						
0.52	0.33											0.05	0.33	0.75						
0.67	0.36	0.05											0.05	0.45	0.87					
0.82	0.38	0.05											0.05	0.19	0.57					
0.99	0.51	0.18	0.05											0.05	0.33	0.72				
0.65	0.33	0.11	0.05											0.05	0.15	0.47	0.85			
0.79	0.48	0.28	0.20	0.05	0.11	0.30	0.61	0.98												
0.93	0.62	0.44	0.37	0.21	0.27	0.46	0.76													
	0.77	0.61	0.54	0.38	0.44	0.62	0.91													
	0.92	0.77	0.71	0.55	0.61	0.78														
		0.94	0.88	0.71	0.77	0.95														
			0.88	0.94																

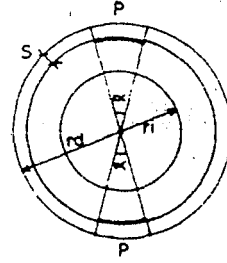
VE EKSENEL KUVVET ETKISİNDEKİ DAİRESEL KESİTLİ KOLONLARIN
BUCUNE GÖRE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO

BC I S=0.05 $\alpha = 30^\circ$ P=0.40 $r_i/r_d=0.60$

$$n = \frac{Nd}{\pi(r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = w \frac{f_c d}{f_y d} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$



w değerleri α ve n 'e bağlı olarak tablodan alınacaktır

0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
										0.14	0.56	0.97	
									0.05	0.29	0.71		
									0.05	0.42	0.83		
0.05									0.14	0.55	0.96		
0.05								0.05	0.28	0.70			
0.14								0.05	0.40	0.80			
0.52	0.23							0.08	0.50	0.92			
0.64	0.32	0.05						0.05	0.19	0.61			
0.79	0.41	0.05						0.05	0.32	0.72			
0.93	0.49	0.14	0.05					0.08	0.44	0.83			
0.59	0.27	0.05	0.05					0.05	0.24	0.58	0.96		
0.71	0.40	0.14	0.05	0.05	0.05	0.12	0.37	0.70					
0.84	0.53	0.28	0.12	0.10	0.12	0.26	0.51	0.85					
0.97	0.66	0.42	0.27	0.25	0.27	0.41	0.65	0.97					
	0.79	0.56	0.42	0.40	0.42	0.56	0.78						
	0.92	0.70	0.57	0.55	0.57	0.70	0.91						
		0.84	0.72	0.70	0.71	0.85							
			0.99	0.87	0.85	0.86							

n--

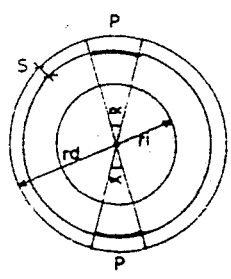
BC I S=0.05 α=30° P=0.40 r_i/r_d=0.70

$$n = \frac{Nd}{\pi(r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = w \frac{f_c d}{f_y d} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$

w degerleri a ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır



	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
											0.05	0.31	0.71	
											0.05	0.44	0.83	
											0.16	0.57	0.97	
.22											0.05	0.31	0.70	
.27 0.05											0.05	0.40	0.82	
.37 0.19											0.07	0.49	0.92	
.50 0.29											0.18	0.60		
.64 0.39 0.05											0.05	0.30	0.70	
.78 0.49 0.05											0.05	0.42	0.81	
.92 0.58 0.13 0.05											0.05	0.19	0.54	0.94
0.58 0.25 0.05 0.05											0.05	0.05	0.32	0.67
0.71 0.38 0.19 0.08 0.05 0.05											0.18	0.45	0.79	
0.84 0.51 0.33 0.23 0.13 0.17 0.33											0.33	0.58	0.91	
0.96 0.64 0.47 0.38 0.28 0.32 0.47											0.47	0.72		
0.77 0.62 0.53 0.43 0.46 0.62											0.62	0.85		
0.90 0.76 0.68 0.58 0.61 0.76											0.76	0.99		
0.91 0.83 0.73 0.76											0.76	0.91		
0.98 0.89 0.91											0.98	0.89	0.91	

n

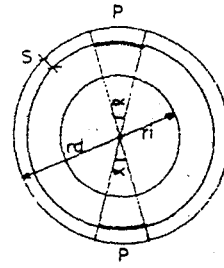
BC1 S=0.05 $\alpha = 30^\circ$ P=*.40 $r_i/r_d = 0.80$

$$n = \frac{Nd}{\pi(r_d^2 - r_i^2) f_c d}$$

$$m = \frac{Md}{\pi(r_d^2 - r_i^2) r_d f_c d}$$

$$A_s = w \frac{f_c d}{f_y d} \pi (r_d^2 - r_i^2)$$

w değerleri n ve m' e bağlı olarak tablodan alınacaktır



	0.0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
											0.09	0.50	0.92
0.05										0.05	0.25	0.62	
0.06										0.05	0.37	0.78	
0.17										0.05	0.45	0.88	
0.27	0.05									0.09	0.54	0.96	
0.38	0.09									0.21	0.62		
0.50	0.27							0.05	0.31	0.73			
0.62	0.34	0.05						0.05	0.42	0.85			
0.75	0.41	0.05					0.05	0.17	0.54	0.95			
0.89	0.47	0.16	0.05				0.05	0.30	0.67				
0.59	0.30	0.10	0.05		0.05	0.14	0.43	0.78					
0.72	0.43	0.25	0.18	0.05	0.09	0.28	0.55	0.91					
0.85	0.56	0.39	0.33	0.18	0.24	0.41	0.69						
0.98	0.70	0.54	0.48	0.33	0.39	0.56	0.81						
	0.83	0.69	0.63	0.49	0.53	0.70	0.95						
	0.96	0.83	0.78	0.64	0.68	0.85							
		0.98	0.93	0.79	0.82	0.99							
			0.94	0.97									

n

S O N U Ç

Yapılan çalışmalar ile aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Donatısı homojen yayılı, dolu ve boşluklu kesitler incelendiğinde; örneğin $r_i/r_d = 0.70$ olan boşluklu kesit ve r_d sabit hali için $n = 0$ civarında boşluklu kesitte, dolu kesite göre beton alanının % 50 azalmasına karşın, donatı artmamaktadır. $n = 1.0 \approx 1.25$ mertebelerine ulaştığında bu donatı artışı % 70'lere varmaktadır. Yani, n 'in yüksek değerlerinde boşluklu kesit kullanmak donatı yönünden ekonomik olmamaktadır. Ayrıca, boşluklu kolon imalatının da kolay olmayacağı gözden uzak tutulmamalıdır. Fakat, tesisatı yoğun olan yapılarda veya gizli yağmur suyu inişleri gibi mimari gereksinimler dolayısıyla ile bu tip kolonlar kullanılabilir.

Dolu gövdeli dairesel kesitli kolonlar, donatı konumuna (homojen yayılı veya yoğunlaştırılmış) göre incelendiğinde ; n değerindeki değişmelerin taşıma gücüne fazla bir etkisinin olmadığı anlaşılmıştır. Asimetrik donatı uygulandığı zaman donatı alanında % 40'a kadar ulaşan bir ekonomi beklenebilir [8]. Yapılan çalışmalar bu konu ile uyum içindedir.

K A Y N A K L A R D İ Z İ N İ

- [1]. Aydın, R., 1988, Betonarme Hesap Tabloları (Taşıma Gücü Yöntemi) Eskişehir.
- [2]. Ersoy, U., 1987, Betonarme. Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Evrim Basım-Yayım-Dağıtım, İstanbul.
- [3]. Ersoy, U., 1975, BETONARME. Temel İlkeler ve Hesap Yöntemleri, Tisa Matbaacılık Sanayii, Ankara.
- [4]. Çakıroğlu, A., ve Özer, E., 1983, Eğik Eğilme ve Eksenel Kuvvet Etkisindeki Dikdörtgen Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri, Matbaa Teknisyenleri Koll. ŞTİ., İstanbul.
- [5]. Aka, İ., ve Kumbasar, N., 1988, Betonarmede Taşıma Gücü, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İ.T.Ü. Vakfı, Prefabrik Birlikleri İstanbul.
- [6]. Çetmeli, E., 1974, Betonarme, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [7]. Çetmeli, E., 1974, Çubuk Sistemler, Plaklar ve Kabukların Hesabı için Tablolar, Matbaa Teknisyenleri KOLL. ŞTİ., İstanbul.
- [8]. Werner, H., 1989, Beton-Und Stahlbetonbau, München.
- [9]. Werner, H., 1981, Beton-und Stahlbetonbau, München.
- [10]. Werner, H., 1974, Beton-und Stahlbetonbau, München.
- [11]. TS 500, Şubat 1985, Türk Standartları Enstitüsü, I. baskı.

```

PD(665,5),A(55,23)
*MATRISI ONAYLIYOR MUSUNUZ ?";OKEY$
Y$="E" OR OKEY$="E" THEN GOTO 1340
)
S,FYK,SAYI,5,MM,ORAN,ACI,YUJDE
/1.15
HAS+1)*2:NOKTAS=NOKTA+1;NOK=NOKTA*2+3
TY(NOK+4,1),BETX(NOK+4,1)
=15 TO 0.0001 STEP -0.25
PB/10000
.002+EPC
YDN=1
=C-C1*(0.002+EPC)/EPC;ES=EPC/C1*(2-C1);EES=0.002-ES
AA=2-C1;OT=1
480
600
1050
-SAYAC+1
SAYAC,1)=N+MM;DEPO(SAYAC,2)=N+MM;DEPO(SAYAC,3)=EEKF+AARF;DEPO(SAYAC,4)= TOPMONO;DEPO(SAYAC,5)=C-1
EPB
K=100 TO 0 STEP -0.2
SK/10000
.0035;EPC=0.0035
YDN=2
=2*0.0035/(0.0035+EES);C1=C*0.0015/0.0035
C1;OT=C-1
480
600
1050
-SAYAC+1
SAYAC,1)=N+MM;DEPO(SAYAC,2)=N+MM;DEPO(SAYAC,3)=EEKF+AARF;DEPO(SAYAC,4)= TOPMONO;DEPO(SAYAC,5)=C-1
ESK
0.005 TO 0.518 STEP 0.005
01#C/(2-C);EEPC=EPC
YDN=3;EES=0.01
=2*EPC/(0.01+EPC);C1=C*(EPC-0.002)/EPC;AA=E-C1;OT=C-1
<0.002 THEN C1=0;FI=0;N=0;M=0;AA=C;UU=1
480
600
1050
-SAYAC+1
AYAC,1)=N+MM;DEPO(SAYAC,2)=N+MM;DEPO(SAYAC,3)=EEKF+AARF;DEPO(SAYAC,4)= TOPMONO;DEPO(SAYAC,5)=C-1
T "SDEPO"
1 TO SAYAC:FOR J=1 TO 5:PRINT #9,DEPO(I,J);NEXT J:NEXT I
UT
340
KDORTBEN BOLGE-----
1 THEN GOTO 590
(1-ORAN) THEN GOTO 540
:ALFA=ATN(H/SQR(1-H^2));FI=180-2*ALFA
0 THEN N=0;M=0;GOTO 590
(FI/180-SIN(FI)/PI);N=N*(C-C1/2);GOTO 590
:ALFA=ATN(H/SQR(1-H^2));FI=180-2*ALFA
RAN:ALFA1=ATN(H1/SQR(1-H1^2));FI1=180-2*ALFA1
I(FI/180-SIN(FI)/PI);M1=M1*(C-C1/2)
ORAN^2*(FI1/180-SIN(FI1)/PI);M2=M2*(C-C1)
2;M=M1-M2

```


DELV:BEIY(I,1)=-407-Y):BETX(NOKTA-I+1,1)=BETX(I,1)

NOKTAS,1)=BETX(I,1)
=1 TO (NOKTA/2)

I,1)=SQRT(1-BETX(I,1)^2):BETX(NOKTA-I+1,1)=-BETX(I,1)

NOKTAS,1)=BETX(I,1):BETX(NOK+2,1)=BETX(I,1)
=1 TO (NOKTA/2)

I,1)=(I-1)*DELV:BETX(NOKTA-I+1,1)=BETX(I,1)

2 THEN GOTO 770
=1 TO (NOKTA/2)

I,1)=BETX(I,1)+C-2:BETX(NOKTA-I+1,1)=BETX(I,1)

NOKTAS,1)=BETX(I,1):BETX(NOK+2,1)=BETX(I,1)
(1-ORAN) THEN GOTO 930

=1 TO HAS+1
NOKTAS+1+I,1)=BETX(NOKTAS-I,1)*ORAN
NOK-I+1,1)=-BETX(NOKTAS+1+I,1)

NOK-HAS-,1)=0:BETX(NOKTAS+1,1)=0:BETX(NOK+1,1)=0
=1 TO HAS+1

TY(NOKTA+1-I,1):AC=(1-ORAN)*(C-I-AB)
AB+AC

AC<0 THEN BETX(NOKTAS+1+I,1)=(C-(1-ORAN))/2:BETX(NOK+1-I,1)=BETX(NOKTAS+1+I,1):GOTO 890
NOKTAS+1+I,1)=AB+AC:BETX(NOK+1-I,1)=BETX(NOKTAS+1+I,1)

(1-ORAN) THEN BETX(NOK-HAS-1,1)=BETX(NOKTAS+HAS+2,1) ELSE BETX(NOK-HAS-1,1)=C-I+ORAN
(1+ORAN) THEN BETX(NOKTAS+1,1)=BETX(NOKTAS+2,1) ELSE BETX(NOKTAS+1,1)=C-I-ORAN

NOK+1,1)=BETX(NOKTAS+1,1)
MM=0:DI=EEPC/C*1000:D2=-0.25*DI^2
=1 TO NOK+2

NOKTAS THEN SGM=-1 ELSE SGM=1
Y(I+1,1)-BETX(I,1):DX=BETX(I+1,1)-BETX(I,1):Y=BETX(I,1):X=BETX(I,1)

(DY^2/3+Y*(DY+Y))*DX/2*SGM
(DY^3/4+Y*(DY^2+Y*(1.5*DY+Y)))*DX/3*SGM
(DY^4/5+Y*(DY^3+Y*(2*DY^2+Y*(2*DY+Y))))*DX/4*SGM
*B01+D2*502:NT=D1*502+D2*503
V+NT:MM=MM+NT

V/PI:MM=MM/PI

IONATI KUVVETI VE MOMENTI-----

.002
=2 THEN YYY=0

:ARF=0:TOPMOM=0
=(360-2*ACI)/4:ALFA2=ALFA1+ACI:ALFA3=270-ACI/2:ALFA4=ALFA3+ACI:SAKU=AC

I*SAI/360:SAZA=(180-ACI)*SAI/360

ILFA=0 TO (360-360/SAI) STEP (360/SAI)
.FA)=ALFA1 AND ALFA<ALFA2 THEN W=WW*YUZDE/SAKU:GOTO 1150
.FA)=ALFA3 AND ALFA<ALFA4 THEN W=WW*YUZDE/SAKU:GOTO 1150

ZA=0 THEN W=0:GOTO 1150
I-2*WW*YUZDE)/2/SAZA

ON=(YYY+EPC)/C*(C-1+S*SIN(ALFA)):SG=SGN(EPSILON)
S(EPSILON)>(FYD/2000000) THEN GOTO 1130

Y+EPC)*2000000/C/FYD*(C-1+S*SIN(ALFA)):GOTO 1190
G:EPSILON=FYD/2000000*SG

0 THEN EKf=EKf+F ELSE ARF=ARF+F

BS(SIN(ALFA)):BB=S*SIN(ALFA)

```

C>=1 AND ALFA<=180 THEN SGM=1:L=ABS(B)+ABS(1-C)*SGM:GOTO 1240
C>=1 AND ALFA>180 THEN SGM=-1:L=ABS(B)+ABS(1-C)*SGM:GOTO 1240
L=ABS(F)+ABS(L):TOPMOM=TOPMOM+NDM:GOTO 1280
=F*L:TOPMOM=TOPMOM+NDM
T ALFA
F=EKF:ARF=ARF:TOPMOM=TOPMOM
=0:ARF=0:TOPMOM=0
URN
HAS,FYK,SAYI,6,WH,GRAN,ACI,YUZDE
A 10,2200,10,0.80,1,0.7,30,0.4
OKEY$="E" OR OKEY$="e" THEN SAYAD=664
NIN "SDEPO"
I=1 TO SAYAC:FOR J=1 TO 5:INPUT #9,DEPO(I,J):NEXT J:NEXT I
USEIN
I=1 TO SAYAC:FOR W=0.05 TO 1 STEP 0.01:ND=DEPO(I,1)+DEPO(I,2)*W:ND=DEPO
(I,2)+DEPO(I,4)*W-DEPO(I,5)*ND:GOSUB 1670
T W
T I
NT #PP,"EGILME VE EKSENEL KUVVET ETKISINDEKI DAIRESEL KESITLI KOLONLARIN
NT #PP,"TASIMA GUCUNE GORE BOYUTSUZ SAYILARLA HESABINA AIT TABLO"
NT #PP," "
NT #PP,TAB(20) " "
NT #PP," "
NT #PP,TAB(26) " "
NT #PP,TAB(20) " "
NT #PP,TAB(23) " "
NT #PP," "
NT #PP,TAB(20) "% degerleri m ve n 'e bagli olarak tablodan alınacaktır
NT #PP,:PRINT #PP,
NT #PP," ";
I=0 TO 15
NT #PP,USING "#.## ";I/10;
T I
NT #PP,
I=0 TO 21
NT #PP,USING "#.## ";I/50;
J=0 TO 23
A(I,J)=0 THEN PRINT #PP," ";GOTO 1620
NT #PP, USING "#.## ";A(I,J);
T J
NT #PP," "
T I
ND 1,239,200,15
ABS(ND*10-INT(ND*10+0.5))>0.2 THEN GOTO 1720
INT(ND*50+0.5):KJ=INT(ND*10+0.5)
IJ<0 OR KJ<0 OR IJ>51 OR KJ>22 THEN GOTO 1720
A(IJ,KJ)>0 AND W>A(IJ,KJ) THEN GOTO 1720
J,KJ)=W
URN

```