T.C.
ANADOLU ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BASINÇ ÇUBUKLARINDA BURKULMA VE KOLON HESAPLARI

(LİSANSÜSTÜ TEZİ)

Yöneten
Doç.Yük.Müh.Gündüz ÖZIŞIK

Hazırlayan
İnş.Müh.İlker Bekir TOPÇU

ESKİŞEHİR - 1983

İ Ç İ N D E K İ L E R

ÖZET

Tez, betonarme kolonlardaki burkulma ve buna bağlı olarak kolonlardaki betonarme hesaplarının incelenmesidir. Kolon hesaplarında burkulma tesirini gözönüne alan birden çok sayıda metod bulunmaktadır. 1981 yılı Aralık ayında yayımlanan TS 500 Şartnamesinde, bu konu ilgili olarak, farklı bir metod önerilmiştir. Ayrıca TS 500 yeni yayımlandığından eskisindeki metodlar bugün de güncelliğini korumakta ve kullanılmaktadır. Yeni TS 500'deki değişiklikler mühendislerce tümüyle bilinmemektedir. İşte tezde yeni TS 500 ile narinlik etkisinin kolon hesaplarına ne şekilde etki ettiği, donatı puantajını ne oranda arttırdığı araştırıldı.

Hesaplarda BASIC dilinde hazırlanan bilgisayar programları kullanıldı. Narinlik etkisi ile kolonda meydana gelen ve şimdiye kadar hesaplarda dikkate alınmayan ilave moment ve donatı miktarları hesaplandı. Elastik ve Taşımagücü hesaplarına göre farklı boylardaki kare kesitli ve simetrik donatılı narin kolonlar için donatı miktarlarını hesaplamaya yarıyan grafikler hazırlandı. Grafikler uygulamada en çok kullanılan 3.00, 4.00, 5.00 ve 6.00 metre uzunluğundaki kare kesitli kolonlar için bilgisayarda elde edilen hesap sonuçlarının regresyon analizi ile elde edildi.

Tezin başlangıcında burkulma, burkulma boyu ve burkulma hesapları hakkında genel bilgi verildi. Daha sonra betonarme kolonlarda burkulma ve burkulma etkisiyle betonarme kolonlarının hesabı açıklandı. Yeni TS 500'deki narinlik hesabının nasıl yapılacağı ve bunun donatı miktarına etkisi araştırıldı. Kolon hesaplarında hem taşıma gücü hem de emniyet geril-

melerine göre hesap etraflıca anlatıldı. Kolon hesaplar için BASIC Dilinde genel bir bilgisayar programı hazırlandı. Konuyu daha iyi izah edebilmek için üç örnek problem çözülerek, sonuçlar karşılaştırıldı.

Kolon hesaplarıyle ilgili ilk şartname Köprü Fen Heyeti Şartnamesidir. Daha sonra Avusturya Betonarme Şartnamesinden esinlenerek hazırlanan TS 500'de kolon hesaplarında burkulmadan bahsedilmiş, w ve w_{kr} sayıları verilmiştir. 1981 Aralık ayında yayımlanan TS 500'de ise kolon hesaplarında narinliğin dikkate alınması, narinlik hesabında moment arttırma metodunun kullanılması gerektiği ve taşımagücü metoduna göre betonarme hesabın yapılması istenmektedir(14).

Tezde yapılan karşılaştırmalar yeni hesap metodlarıyle burkulmaya ve narinlik hesabına daha fazla ağırlık verildiğini, emniyet faktörünün daha büyük tutulduğunu, narinlik etkisi ile kolonda meydana gelen ilave momentlerin donatı miktarını büyük ölçüde arttırdığını ve moment tesirlerinin burkulma üzerindeki etkisinin daha ağırlıklı olarak ele alındığını gösterdi. Ayrıca narinlik etkisini dikkate alarak dört farklı kesit ve boy için hem elastik hem de taşımagücü metoduna göre hesaplarda kolaylık sağlayabilecek grafikler hazırlandı. Hesaplamalarda kullanılan bilgisayar programı akış diyagramıyla açıklanarak 3. Bölümde verildi.

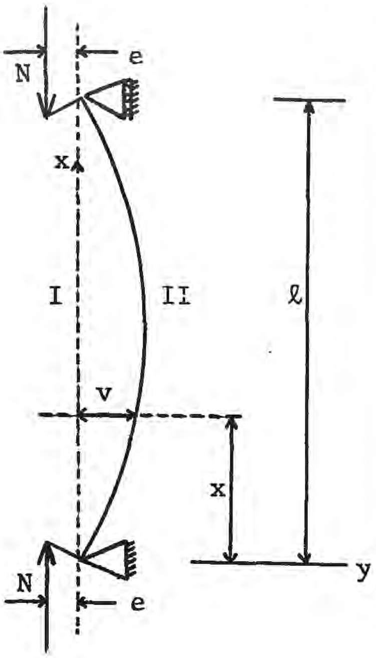
Tez, Yeni TS 500'de uygulamaya konmaya çalışılan metodların hesaplara büyük ölçüde yenilik getirdiğini, malzeme ile işçiliği artırmakta olmasına rağmen güvenlik açısından şartnameye uyulmasının zorunlu olduğunu gösterdi.

İlker Bekir TOPÇU

I. BÖLÜM - BURKULMA

1.1. GENEL BİLGİ

Çubuğun, dışarıdan bir eğilme momenti etkisi olmadan, eksenel yük altında dengesini kaybedip, yatay doğrultuda eğilerek çökmesine "burkulma" denir. Bir basınç çubuğunun boyu genişliğine göre daha uzunsa eksenel yük altında uzunluğunun tesiriyle kolayca dengesini kaybedip, doğru formundan ayrılarak burkulur. Burkulma çubuğu oluşturan ipçiklerin yük altında elastik güçlerini kaybetmelerinden dolayı eski hallerine dönememelerinden olur. Basınca maruz çubuklar "elastik kolon teorisi" ile incelenirler(1). Basınç çubuğunun taşıyabileceği kritik yük Euler Teorisi ile bulunabilir.



Şekil 1

Yandaki şekilde uzunluğu ℓ ve eğilme rijitliği EI olan bir elastik düşey çubuk uçlarından etki eden N kuvvetleriyle eksenel basınca maruz kalsın. Mesnetlerden birinin sabit diğerinin kayıcı mafsallı olduğunu kabul edelim. Kolonun simetri düzlemi XY düzlemi olarak kabul edilirse kolonun da bu düzlem içinde eğileceğini kabul etmiş oluruz. Kolonun alt uçtan X mesafesindeki eğilme momenti

$$M = N\,(e + v) \qquad (1)$$

olur. Formülde e kesitin geometri

merkezi ile eksenel yükün doğrultusu arasındaki mesafe yani eksantrisitedir. v ise kolonun y doğrultusunda yaptığı yatay sapmadır. Eğilmede çökme ile moment arasındaki bağıntıyı gösteren elastik eğri denkleminden

$$EI\nu'' = -M = -N(e + \nu) \tag{2}$$

yazılır. Bu denklemin çözümü Euler kritik yüklerini bulmamıza yardımcı olacaktır. Denklemin çözümü için $\lambda^2 = N/EI$ kabulünü yapalım. Bu kabul altında denklem aşağıdaki şekli alır.

$$\nu'' + \lambda^2 . \nu = -\lambda^2 . e \tag{3}$$

Bu denklem sabit katsayılı lineer bir diferansiyel denklemdir. Yalnız iki ucundan mafsallı hale ait olan bu denklem, sınır şartlarından bağımsız dördüncü dereceden bir denklemle diğer bütün durumlara da uygulanabilir(4). Burada sınır şartları $v(0) = 0$ ve $v(\ell) = 0$ olmak üzere iki tanedir. Denklemin çözümü sağ tarafa sıfır konarak elde edilecek homogen denklem ile sağ tarafa uygun bir değer konarak elde edilecek özel denklemin çözümünden ibarettir. Homogen çözüm çubuğun I denge konumunu, özel çözüm ise II. denge konumunu göstermektedir. Denklemin çözümü

$$\nu(x) = A . \mathrm{Sin}\lambda x + B.\mathrm{Cos}\lambda x \tag{4}$$

dir. Denklemdeki A ve B çubuğun sınır şartlarından elde edilecek sabitlerdir. $v(0) = 0$ şartı $B = 0$ verir. Buradan elastik eğrinin $v(x) = A\mathrm{Sin}\ x$ gibi bir sinüs eğrisi olduğu anlaşılır. $v(\ell) = 0$ olan diğer sınır şartından da; $0 = A\mathrm{Sin}\lambda x$ olması gerekeceğinden bu durum $A \neq 0$'ı gerektirir. O halde $\mathrm{Sin}\lambda\ell = 0$ veya $\lambda\ell = n\pi$ olur. Buna göre;

$$\lambda^2 = \frac{n^2\pi^2}{\ell^2} = \frac{N}{EI} \qquad \text{veya} \qquad N = n^2\,\frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \tag{5}$$

olur. Çubuğun eğilme rijitliğine ve uzunluğuna bağlı bu yükü

$$N_k = n^2 \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \qquad n = 1,2,3,... \tag{6}$$

ile göstererek $N = N_k$ yazılır. Bu I denge konumuna yakın başka denge konumlarının da bulunabilmesi için, N yükü ile N_k ile gösterilen kritik yük değerinin eşit olmasını gerektirir. N_k ile gösterilen bu özel değerlere Euler Kritik Yükleri denir. n = 1'e karşı gelen en küçük kritik yük

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \tag{7}$$

dir. Bir çubuğa uygulanan N yükü, N_k kritik yükü ile kıyaslandığında çubuk

$N < N_k$ için kararlı
$N = N_k$ için farksız
$N > N_k$ için kararsız

durum alır. Çubukta uygulanan yükün kritik yükten fazla olması durumunda çubuk kararsız olur ve çökme meydana gelir. Kararsız durumda çubukta meydana gelen bu olay burkulmadır. Sonuç olarak kritik yük kolonun kararlılığını kaybettiği ve burkulduğu andaki yük olmaktadır.

Burkulmaya neden olan kritik yükler çubuğun mesnet şartlarına bağlıdır. Mesnet şartları bakımından çubuklar dört kısma ayrılır. Bunlar Euler halleridir. Çubukların burkulma uzunlukları dört Euler Hali için birbirinden farklıdır.

1.2. EULER HALLERİ

Kolonlarda dört mesnet hali için dört Euler Hali vardır. Euler Halleri çubukların mesnetlenme şekillerine göre dört farklı şekilden ibarettir. Dolayısıyla mesnet şartlarına bağlı dört burkulma boyu vardır. Burkulma uzunluğu ℓ_B ile gösterilirse

a) Bir ucu ankastre diğer ucu boşta hal için $\ell_B = 2.\ell$

b) İki ucu mafsallı hal için $\ell_B = \ell$

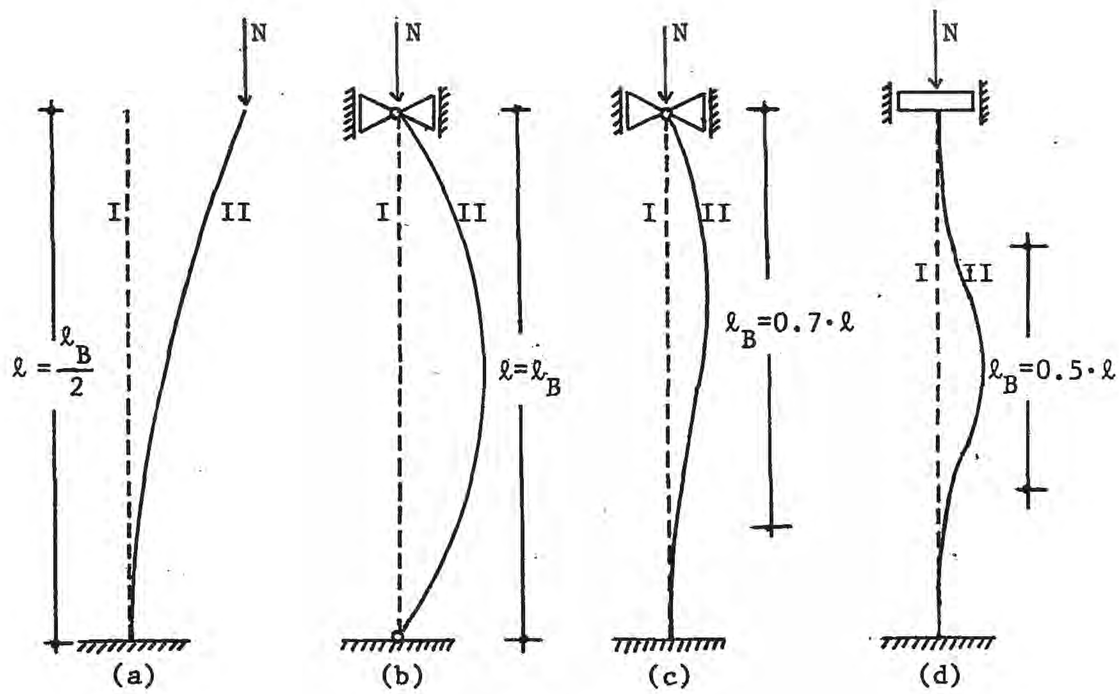
c) Bir ucu ankastre diğer ucu mafsallı hal için $\ell_B = 0{,}7.\ell$

d) İki ucu ankastre hal içinse $\ell_B = 0{,}5.\ell$

alınır. Bu ℓ_B değerleri

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell_B^2} \qquad (8)$$

denkleminde yerine konularak, dört hal için kritik yük değerleri bulunur.



Şekil 2

1.3. BURKULMA HESAPLARI

Kolonlarda burkulma hesaplarını çözebilmek için ω metodu diye bilinen eski bir metod vardır. ω metodu stabilite problemlerinin gerilmeler cinsinden çözülebilmesini sağlar. ω metodunda çubuğa etkiyen N yükü ω katsayısı ile çarpılır ve kesit alanına bölünür. Çıkan değerin o malzemenin emniyetli gerilmesinden büyük olmaması veya eşit olması gerekir.

$$\sigma_{em} = \frac{N.\omega}{F} \tag{9}$$

N yükü ayrıca $N = N_k/n = \sigma_k.F/n$ şartını da gerçekler. Burada N yokedilerek ω için

$$\omega = \frac{n \, . \, \sigma_{em}}{\sigma_k} = \omega(\lambda) \tag{10}$$

formülü bulunur. Burada n ve σ_{em} sabit ise σ_k kritik gerilmesi narinlik derecesine bağlı olduğundan, ω'da ona bağlı bulunur. ω ve λ ya bağlı olarak hesaplarda kolaylık sağlıyan ω tabloları hazırlanmıştır.

1.4. BETONARMEDE BURKULMA

Betonarme kolonlarda burkulma olayına pek sık rastlanmaz. Bu betonarme kolonların narin olmamasından olur. Kolonda burkulma yapı sistemlerinin durumundan, betonun homogen olmamasından ve yapının imali esnasındaki hatalardan olabilmektedir.

Kolonun boyu artıp narinleştiğinde burkulma ile karşılaşılabilir. Betonarme kolonlarda burkulmanın hesaba katılıp, katılamayacağı sınır eski TS 500 Standardında verilmiştir. Buna göre;

$$\lambda = \frac{\ell_B}{i_{min}} = 50 \qquad (11)$$

değerinden sonra narinlik etkisi dikkate alınır. ℓ_B burkulma boyunu, i_{min} ise

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} \qquad (12)$$

bağıntısıyle verilen en küçük atalet yarıçapını göstermektedir. Bu sınır dikdörtgen kesitlerde, b küçük kenarı göstermek üzere

$$\rho = \frac{\ell_B}{b} = 15 \qquad (13)$$

daire kesitlerde de d çapı göstermek üzere

$$\rho = \frac{\ell_B}{d} = 12 \qquad (14)$$

olarak alınabilir.

Betonarmede burkulma olayı, narin bir elemanın kısa bir elemana göre aynı güvenlik derecesi ile ancak daha az bir yükü taşıyabilmesinin sağlanmasıdır(8). Betonarme kolonlarda ~~da~~ yine eskiden beri bilinen ω metoduna göre de hesap yapılabilmektedir. Emniyet gerilmelerinin birden büyük bir ω katsayısına bölünmesi ile azaltılmasına dayanan metod eskiden beri kullanılmaktadır. Bu

$$F_b = \frac{N}{\left(\frac{\sigma_i}{\omega}\right)} \qquad (\omega > 1) \qquad (15)$$

$$\sigma_i \cdot F_b = \omega \cdot N \qquad (16)$$

olur. TS 500'de kesit kontrolü için verilen

$$Nemn = \frac{1}{3} (\sigma_p \,.\, Fb + \sigma_s \,.\, Fe) \tag{17}$$

$$Nemn = \sigma_b^* \,.\, Fb + \sigma_e^* \,.\, Fe \tag{18}$$

bağıntıları

$$Nemn = \frac{1}{3\omega} (\sigma_p Fb + \sigma_s \,.\, Fe) \tag{19}$$

$$Nemn = \frac{1}{\omega} (\sigma_b^* \,.\, Fb + \sigma_e^* \,.\, Fe) \tag{20}$$

şekline, boyutlama için verilen

$$Fb = N/\sigma_i \tag{21}$$

$$\sigma_i = N/Fb \tag{22}$$

bağıntıları da

$$Fb = \omega N/\sigma_i \tag{23}$$

$$\sigma_i = \omega N/Fb \tag{24}$$

şekline dönüşürler. Böylece betonarme kolonların burkulma hesapları basitleştirilmiş olur. ω katsayıları kolonların narinliğinin bir fonksiyonu olarak artarlar. Dikdörtgen ve daire kesitli kolonlar için narinlik oranlarına göre ω değerlerini veren tablolar vardır. Bu metod eskiden beri kullanılan basit ve pratik bir metottur. Ancak daha sonra Alman DIN 1045 Şartnamesi ile ve buna bağlı olarak yeni TS 500'de burkulma hesabında değişiklikler getirilmiştir.

Yeni DIN 1045 Şartnamesi betonarme kesit hesaplarında taşıma gücü metodu esas alınmıştır. Böylece sistemlerin burkulmaya göre tahkik edilmeleri ve hesapların II. Mertebe teorisine göre yapılması zorunlu olmuştur. Yeni DIN 1045 Şartnasinde burkulma tahkiki için getirilen yeni şartlar şunlardır. a) Kesit tesirleri deforme olmuş sistemden hesaplanmalıdır. b) Beton ve çeliğin gerçek gerilme-uzama bağıntıları ile zamanın tesirleri dikkate alınmalıdır. c) Kolonun imali esnasındaki hatalar hesaba dahil edilmelidir(6). Bu şartlar kolonların ikinci mertebe teorisiyle hesaplanmaları ile sağlanabileceklerdir. Sonucu en iyi veren çözüm ikinci mertebe çerçeve çözümüdür. Burada deformasyonların momentlere ve eğilme rijitliklerine etkilerinin dikkate alınması temel esastır. Çözümde önce çerçevenin davranışı doğrusal elastik kabul edilerek, kolonlara etkiyen moment ve eksenel kuvvetler bulunur. Sonra narinlik etkisi dikkate alınıp bu kuvvet ve momentler değiştirilir.

2. BÖLÜM - KOLON HESAPLARI

2.1. BETONARME KOLONLARIN HESAPLARI

Betonarme kolonların hesapları eskiden beri elastik teoriye göre yapılmaktadır. Betonarmeyi oluşturan beton ve çeliğin davranışlarını doğrusal kabul eden ve emniyet gerilmelerini esas alan bu metotta betonun davranışın teoriye tam olarak uymadığı görülmüştür. Elastik teori yerine uygulama alanına taşıma gücü metodu hakim olmaya başlamıştır. Almanya'da DIN 1045 ve Amerika'da ACI 318-77 şartnameleri ile bu ülkelerde betonarme hesapları tamamıyle taşıma gücü metodu ile yapılır olmuştur. Türkiye'de de Aralık 1981'de yayımlanan TS 500 Dünya'daki bu değişime uyarak betonarme kesit hesaplarında eskiden beri kullanılan elastik teori ile birlikte taşıma gücü teorisine göre de hesap yapılabileceğini belirtmiştir. Taşıma gücü metodu beton ve çeliğin gerçek davranışlarını gözönüne almakta, kolona tesir eden yükleri yük katsayıları ile çarparak arttırmakta, karekteristik malzeme dayanımlarını malzeme katsayılarına bölerek yapıda hangi yük altında bozulma olabileceğini ve kırılmaya karşı yapıdaki güvenliği kesin olarak belirtmektedir.

2.1.1. Elastik Metod

Betonarme kolonların hesapları çok eskiden beri elastik metod diye bilinen emniyet gerilmelerine göre hesaplanmaktadır. 1981 yılı Aralık ayında yayınlanan yeni TS 500 elastik teorinin yanısıra taşıma gücü ile de betonarme hesapların yapılabileceğini önermesi ve taşıma gücüne doğru eğilimin artması elastik teorinin ikinci plana düşmesine sebep olmuştur. Elastik teori beton ve çeliğin davranışlarını doğrusal kabul eder. Mukavemetten bilinen metodla iki ayrı malzemenin birleştirilmesi şeklinde hesap yapılmaktadır. E elastisite modülünü, σ gerilmeyi, ε birim deformasyonu, F_e çelik F_b ise brüt beton alanını göstermek üzere aşağıdaki bağıntılar elde edilir. F_{bn} net beton alanını ($F_{bn} = F_b - F_e$), μ ise pursantajı yani donatı yüzdesini ($\mu = F_e/F_b$) göstermektedir. Elastik Teoriye göre denge şartını yazarsak

$$N = F_e \cdot \sigma_e + F_{bn} \cdot \sigma_b \qquad (25)$$

$$N = F_e \cdot \sigma_e + (F_b - F_e) \cdot \sigma_b \qquad (26)$$

olur. Bu denge denkleminin yanısıra uygunluk şartını da yazarsak

$$\varepsilon_e = \varepsilon_b \qquad (27)$$

olur. Uygunluk şartını gerilmeler cinsinden yazdığımızda ise

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad , \quad \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \qquad (28)$$

bulunur. $\varepsilon_e = \varepsilon_b$ olacağından

$$\sigma_e = \frac{E_e}{E_b} \cdot \sigma_b \qquad (29)$$

buradan da

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \qquad (30)$$

olur. n elastisite nodülleri arasındaki oranı göstermektedir. (26) denklemini beton gerilmesi cinsinden yazarsak

$$N = n \cdot F_e \cdot \sigma_b + (F_b - F_e) \cdot \sigma_b \qquad (31)$$

çelik donatı alanlarını da, donatı yüzdesi ile yazarsak

$$N = \sigma_b \cdot F_b \cdot [n\mu + (1 - \mu)] \tag{32}$$

elde edilir. Elastik teoride beton ve çelik birbirleri cinsinden yazılabilmektedir. Yukarıdaki denklemde donatı alanı eşdeğer beton alanı cinsinden n ile çarpılarak yazılmıştır. Bu elastik teorinin temelini oluşturan bir dönüştürme işlemidir(7).

Elastik hesapta, eksantrik basınca maruz kolonda, çekmeye çalışan kesimdeki çekme gerilmesinin, basınca çalışan kesimdeki maksimum basınç gerilmesinin dörtte birine eşit veya daha az olması durumunda kolonda küçük eksantrisite hali vardır. Aksi halde kesitte büyük eksantrisite olur. Önceden kolonun hangi eksantrik halde olduğu bilinmez. Bundan dolayı betonarme kolon önce, küçük eksantrisite durumuna göre çözülür. Maksimum çekme ve basınç gerilmeleri karşılaştırılarak gerekirse büyük eksantrisite durumuna göre yeniden hesap yapılır. Küçük eksantrisitede kesitteki beton çekme gerilmeleri hesaba katılır. Büyük eksantrisite durumunda ise betonun çekme almadığı kabul edilir.

Dikdörtgen kesitli kolonda betonun çekmeye çalıştığı kabul edildiğinde, kesitte oluşan maksimum ve minimum beton gerilmeleri

$$\sigma_{b_{maks}} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{1+2n.\mu} + \frac{6M}{bd^2} \cdot \frac{1}{1+24\ n\mu(\frac{e}{d})^2} \tag{33}$$

$$\sigma_{b_{min}} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{1+2n.\mu} - \frac{6M}{bd^2} \cdot \frac{1}{1+24\ n\mu(\frac{e}{d})^2} \tag{34}$$

eşitlikleri ile hesap edilir. Kolonlarda maksimum beton gerilmelerinin beton emniyet gerilmesine eşit olması istendiğinden birinci denklemin sol tarafı bire eşit olur. Bu durumda denklem μ cinsinden ikinci dereceden bir denkleme dönüşür. Denklemin çözümüyle donatı pursantağı hesaplanabilir. İkinci denklem ise kesitte meydana gelebilecek çekme gerilmelerinin $0,25 \, . \, \sigma_{b_{em}}$ veya $0,25 \, . \, \sigma_{b_{maks}}$ ile karşılaştırılması için hesaplanır.

Maksimum çekme gerilmesinin $\sigma_{b_{min}} \geq 0,25 \, \sigma_{b_{em}}$ veya $\sigma_{b_{min}} > 0,25 \, . \, \sigma_{b_{maks}}$ olması halinde kolonda donatı hesapları büyük eksantriklik durumuna göre yapılır.

Büyük eksantrisite durumunda çekme ve basınç donatılarının geometrik merkezlerine göre yazılan moment ($\Sigma M = 0$) denge denklemlerinden donatı pursantajlarını veren

$$\mu = \frac{2M^*.k - N^* \, . \, k \, . \, (1-d'/d) + k^2 \, (k/3 - d'/d)}{30(1-k)(1-d'/d)} \qquad (35)$$

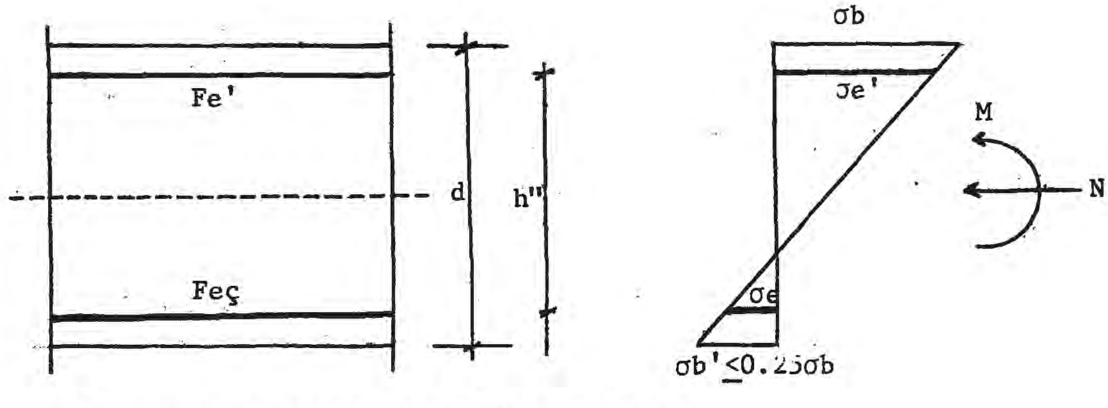
ve

$$\mu' = \frac{2M^*.k + N^*.k \, (1-d'/d) - k^2 \, (1 - k/3)}{30(k-d'/d)(1-d'/d)} \qquad (36)$$

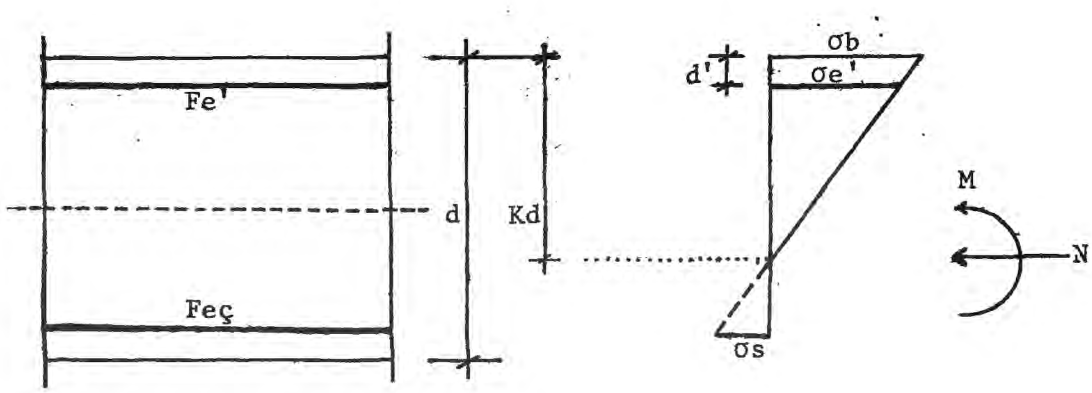
eşitlikleri elde edilir. Burada

$$M^* = M/(bd^2\sigma_b) \quad , \quad N^* = N/(bd\sigma_b) \qquad (37)$$

alınmıştır. Donatının simetrik olması için $\mu = \mu'$ alınır. Yukarıdaki eşitliklerde k dışında bütün terimler bilinmektedir. σ_b, beton emniyet gerilmesine eşit alınır. Bu durumda k, $\mu-\mu' = 0$ eşitliğinin çözümü ile elde edilir. Ancak $\mu-\mu' = 0$ denklemi k nın üçüncü dereceden karmaşık bir fonksiyonu olarak elde edilir. Bu fonksiyonun çözümü oldukça karışık olduğundan, kolonlarla ilgili yapılan bilgisayar programında $\mu-\mu' = 0$ şartını sağlayan k değeri bir belirsizlik aralığı içinde iterasyon yapılarak bulunmuştur. Bulunan k değeri denk-



a) Küçük Eksantrisiteli Kolonlar



b) Büyük Eksantrisiteli Kolonlar

Şekil 3

lemlerden birinde yerinde konarak gerekli donatı pursantajı hesaplanabilir.

Elastik hesapta buraya kadar anlatılanlarda betonun emniyet gerilmesine donatının ise emniyet gerilmesinin altında bir gerilmeye çalıştığı kabul edilmiştir. Eğer

$$\sigma_e = \frac{15(1-k)}{k}\,\sigma_{em} \tag{38}$$

eşitliğinden bulunacak donatı gerilmesi, donatı için bilinen emniyet gerilmesinden daha büyükse, $\sigma_e = \sigma_{em}$ olacak şekilde düzenlenen denge denklemlerinden yararlanılarak yeniden hesap yapılır. $\sigma_b=\sigma_{b,em}$ olduğunda denge denklemlerini betondaki basınç gerilmeleri, $\sigma_e=\sigma_{e,em}$ olduğunda ise donatıdaki çekme gerilmeleri kontrol eder. İkinci durumu ifade eden ve donatı geometrik merkezlerine göre alınacak momentlerin sıfıra eşit=lenmesi ile tesbit edilen denge şartından

$$\mu=\frac{30.M^a.(1-k)-15.N^a.(1-k)(1-d'/d)+k^2(k/3-d'/d)}{30(1-k)(1-d'/d)} \qquad (39)$$

$$\mu'=\frac{30.M^a.(1-k)+15.N^a.(1-k)(1-d'/d)-k^2(1-d'/d)}{30(k-d'/d)(1-d'/d)} \qquad (40)$$

eşitlikleri yazılır. Bu eşitliklerde

$$M^a = M/(bd^2\sigma_{e,em}), \quad N^a = N(bd\sigma_{e,em})$$

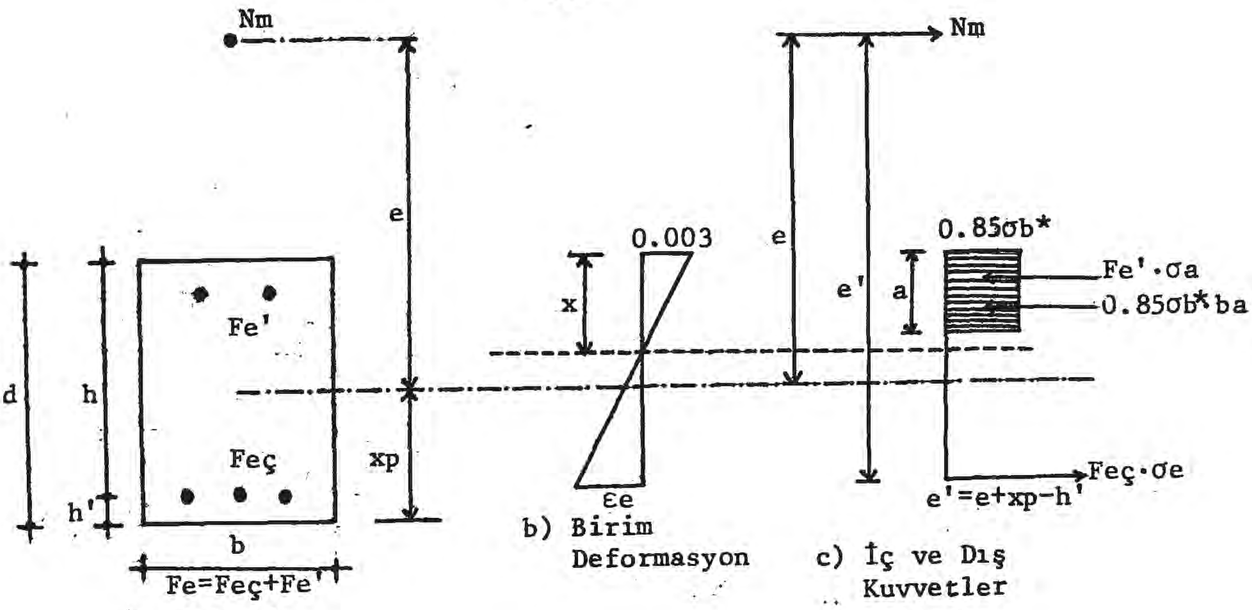
alınmıştır. Kesit için yazılacak denge denklemlerinin, donatıdaki çekme gerilmesi tarafından kontrol edilmesi halinde, $\mu-\mu'=0$ denkleminin çözümünde izlenecek yol, daha önceki gibidir.

2.1.2. Taşıma Gücü Metodu

Elastik teoride yıllardır bilinen eksikliklerin ve beton davranışına tam uymayan hesap tarzının eleştirilmesi, taşıma gücü ile hesap yapılmasını zorunlu hale getirmektedir. Elastik teoride kesitin ağırlık merkezinden ölçülen eksantrisite taşıma gücünde plastik ağırlık merkezi denilen, kesitte eşit yayılı birim kısalma oluşturabilecek kuvvet bileşkesinin yerinden ölçülür.

Eksantrik basınca maruz dikdörtgen kesit için taşıma gücüne göre aşağıdaki iki denge denklemi yazılabilir.

$$N_m = 0,85\ \sigma_b^*.b.a + F_{e'}.\sigma_a - F_{eç}.\sigma_e \qquad (41)$$



Şekil 4

$$N_m(e+x_p-h')=0{,}85\ \sigma_b^*.ba(h-\frac{a}{2})+F_{e'}.\sigma_a(h-h') \qquad (41.a)$$

Normal kuvvet ve eğilme momentine ait denge şartlarını gösteren bu iki denkleme ilaveten birde uygunluk denklemi yazılırsa

$$\frac{x}{h}=\frac{0.03}{0.03+\varepsilon_e}=\frac{6300}{6300+\sigma_e} \qquad (42)$$

olur. Taşıma gücünde donatı alanı yukarıda verilen üç denklemle hesaplanabilir. Taşıma gücüne göre kolon hesaplarında kullanılmak üzere M ve N arasındaki ilgiye göre karşılıklı etki diyagramı denilen eğriler hazırlanmıştır. Bu eğriler kesitlerin taşıyabileceği maksimum M ve maksimum N değerlerini yani taşıma kapasitelerini gösterirler.

Eksantrik basınca maruz kolonların taşıma gücüne göre dizaynında yukarıda verilen denklemler kullanılır. Denklemlerde σ_b^* yerine σ_b', σ_a yerine ise σ_a' alınıp, normal kuvvet $bd\sigma_b^*$, moment ise $bd^2\sigma_b^*$'a bölünüp boyutsuz hale getirilirse denklemler:

$$\frac{N}{bd\sigma_b^*} = 0,85\ \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_b^*} \cdot \frac{a}{d} + \frac{\mu}{2} \cdot \frac{\sigma_{a'}}{\sigma_b^*} - \frac{\mu}{2} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_b^*} \qquad (43)$$

$$\frac{M}{bd^2\sigma_b^*} = 0.85 \cdot \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_b^*} \cdot \frac{a}{b} \cdot \left(\frac{h}{d} - \frac{a}{2d}\right) + \frac{\mu}{2} \cdot \frac{\sigma_{a'}}{\sigma_b^*}\left(\frac{h''}{d}\right) - \frac{N}{2bd\sigma_b^*}\left(1 - \frac{a}{d}\right) \qquad (44)$$

şeklini alır. Uygunluk denklemide

$$\sigma_e = 6300(0.85 \cdot \frac{h}{d}\left(\frac{d}{a}\right) - 1) \qquad (45)$$

haline gelir. Denge denklemlerinde $\sigma_{b'}$ ve $\sigma_{a'}$ yerine $\sigma_b^*/1,5$ ve $\sigma_a/1,15$ konarak aşağıdaki gibi basitleştirme yapılır.

$$\frac{N}{bd\sigma_b^*} = 0,566\ \frac{a}{d} + 0,43\ \mu\ \frac{\sigma_a}{\sigma_b^*} - 0,5\ \mu \frac{\sigma_a}{\sigma_b^*} \cdot c_1 \qquad (46)$$

$$\frac{M}{bd^2\sigma_b^*} = 0,5 \cdot \frac{N}{bd\sigma_b^*}\left(\frac{a}{d} - 1\right) + 0,566 \cdot \frac{a}{d} \cdot \left(\frac{h}{d} - \frac{a}{2d}\right) + 0.43\mu \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_b^*}\left(\frac{h''}{d}\right) \qquad (47)$$

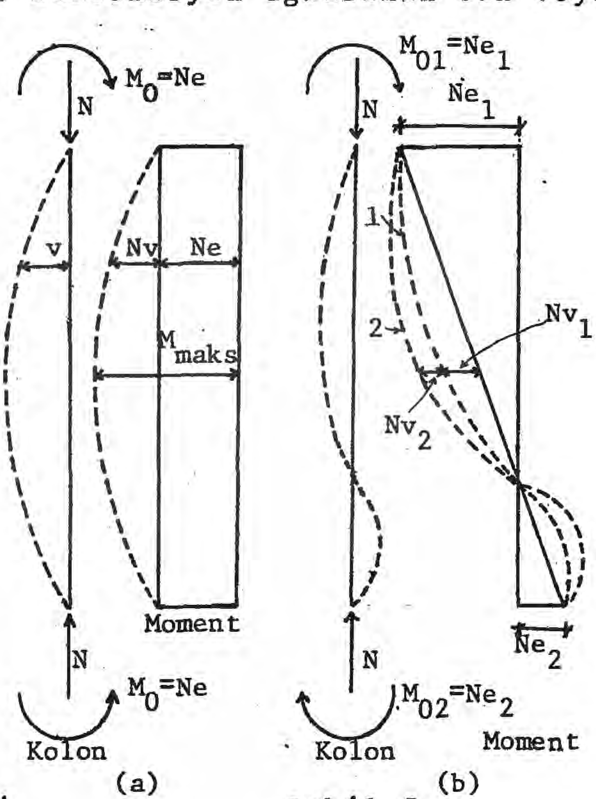
Bu denklemlerde $\sigma_e = \sigma_{a'}$ ve $\sigma_e = c_1 . \sigma_a$ dır. Eksantrisitenin çok büyük olduğu durumlarda ise, basınç donatısı akma gerilmesine ulaşamaz. Bu durumda aşağıdaki uygunluk denkleminden yararlanılır.

$$\sigma_{e'} = 6300\ \left(\frac{a/d - 0,85\ h'/d}{a/d}\right) = \sigma_{a'} \qquad (48)$$

2.2. KOLONLARIN DİZAYNI

Betonarme kolonlar kısa kolonlar ve narin kolonlar olarak ikiye ayrılırlar. Kısa kolonlar daha önce 1.4. kısmında verilen sınır değerler altında kalan yani narinliği 50 den küçük ($\lambda<50$) olan kolonlardır. Bu kolonlarda narinlik etkisi dikkate alınmaz. Direkt olarak kesite tesir eden kuvvet ve moment değerlerine göre kesit boyutları veya donatı hesabı yapılır.

1.4. kısmında verilen sınır değerlerin üstünde kalan kolonlar (λ>50) ise narin kolonlar olarak adlandırılırlar. Bu kolonlarda narinlik etkisi dakkete alınmalıdır. Narinlik etkisi ile kolonlarda birinci mertebe momentine ilaveten eğilmeden dolayı ikinci mertebe momenti oluşur. Narinlik etkisi kolonun deformasyon eğrisine bağlıdır. Deformasyon eğrisinin tek veya çift eğrilikli olması birinci momente eklenecek ilave momentin değerini değiştirir. Deformasyon eğrisi tek eğrilikli kolonda, uçlardan tesir eden momentler aynı yüzde çekme veya basınç oluşturacak şekildedir. Yandaki şekilden de görüleceği gibi kolon ucundan aynı yönde momentler etkidiğinde deformasyon eğrisinde büküm noktası oluşmaz. Kolona ters yönde momentler etkidiğinde ise deformasyon eğrisinde büküm noktası meydana gelir. Böyle kolonlara çift eğrilikli kolonlar denir. Tek eğrilikli kolonda en büyük moment sehimin en fazla olduğu kesitin ortasında oluşurken, çift eğrilikli kolonda hesaba katılacak en büyük moment kolon uçlarında olur.



Şekil 5

Kolonda narinlik etkisiyle oluşan ikinci mertebe momentine yapıda yanal ötelemenin olup, olmaması da tesir eder. Yanal öteleme yapmayan tek eğrilikli kolonda ikinci derece momenti hesap momentini büyütür. Çift eğrilikli kolonda ise hesap momenti bazen büyüyebileceği gibi bazen de değişmeden kalır.

Betonarme yapılarda kolonlar çerçevenin bir parçası olarak davranırlar. Böylece kolona etkiyen momentler, düğüm noktasındaki kiriş ve kolon relatif rijitliklerine bağlı olurlar. Kolondaki birinci mertebe momenti düğüm noktasındaki alt ve üst kolonlar ile, eğilme yönündeki kirişlerin relatif rijitliklerine bağlıdır. Relatif rijitlik α,

$$\alpha=\frac{\text{Düğüm noktasındaki kolonların eğilme rijitliği}}{\text{Düğüm noktasındaki kirişlerin eğilme rijitliği}}$$

bağıntısından hesaplanır. Narin kolonlarda kolona etki eden değişkenlerin tesirleri üç metod ile hesaplanabilmektedir. Bunlar 2.3. kısmında anlatılmaktadır.

Çerçeve hesabı sonunda kesite tesir eden sonuç moment ve normal kuvvet hesaplanır ve betonarme hesaba geçilir. Betonarme hesap, statik hesap elastik çözümleme ile yapılmışsa yine elastik teori ile yapılabilir. Statik hesapta II.Mertebe çözümü kullanılmışsa betonarme hesabı taşıma gücüne göre yapılmalıdır.

Kesitlerde etkiyen normal kuvvet ve moment değerlerine göre basınç kırılması (küçük eksantrisite) veya çekme kırılması (büyük eksantrisite) oluşur. Basınç kırılması dengeli eksantrisitenin mevcut eksantrisiteden büyük ve normal kuvvetin dengeli normal kuvvetten büyük olması halinde olur. Büyük eksantrisitede kesitin çekme bölgesindeki donatı akma gerilmesine ulaşır. Küçük eksantrisitede ise sadece basınç donatısı akar.

Betonarme hesaplarda her iki teori için hazırlanmış abaklar kullanılır. Elastik teori ile hesap yapılırken büyük dış merkez durumunda (büyük eksantrisite) Merch Abakları denilen eğriler kullanılır. Kolonun yüksekliği, eksantrisitesi ve pas payına bağlı olarak seçilen abaktan belirli m değeri karşılığında $\rho=M_e/\sigma_b.b.d^2$ ve $\rho'=M_{e'}/\sigma_b.b.d^2$ için pursantaj okunur. $M_e=M+N.e$ ve $M_{e'}=M-N.e'$ den hesaplanır. Küçük dışmerkez durumunda ise (küçük eksantrisite) yine paspayına bağlı olarak abak seçilir. Abaktan $\sigma b_{maks}/\sigma_o$ ve $M/N.d$ değerlerine göre donatı miktarı okunur. $\sigma_o=N/b.d$ den hesaplanır.

Betonarme hesabı taşıma gücüne göre yapılacaksa kolonlar için hazırlanmış karşılıklı etki diyagramları kullanılır. Diyagramlar beton ve çelik kalitesi ile h"/d değerine bağlı olarak seçilirler. Kesite tesir eden normal kuvvet $b.d.\sigma_b^*$, momentte $b.d^2.\sigma_b^*$ değerlerine bölünüp boyutsuz hale getirildikten sonra elde edilen bu iki değer için değer okunur. Eğriden okunan μm değeridir. m, σ_a/σ_b^* değeridir. Okunan değer m değerine bölünerek kesitin toplam pursantajı hesaplanır.

Betonarme hesap taşıma gücüne göre yapılacak fakat kesit tesirleri elastik teoriye göre bulunmuşsa ilave işlemler yapılmalıdır. Kesite tesir eden yükler yük katsayıları ile çarpılarak hesap yükleri bulunur. Taşıma gücünde ayrıca karakteristik malzeme dayanımları malzeme katsayılarına bölünerek belirli bir hesap dayanımı elde edilir. Malzeme katsayıları beton için 1,5, donatı çeliği için ise 1,15 alınmalıdır. Bina hesaplarında yük katsayıları ölü yükler için 1,7, hareketli yükler için 1,4 alınmaktadır. Yapıdaki yüklerin ekseriya % 40'ının ölü yüklerden, % 60'ınında hareketli yüklerden oluştuğu kabulü ile bu katsayı 1,52 olarak kabul edilebilir. Tezde kolonlarla ilgili hazırlanan programda yük katsayısı olarak bu 1,52 katsayısı kullanılmıştır.

2.3. NARİNLİK ETKİSİ HESAP METODLARI

Narin kolonlarda hesaplamanın ikinci mertebe teorisine göre yapılması en iyi yoldur. Ancak bu çok karmaşık işlemleri gerektirir. Bunun yerine proje hesaplarında birinci mertebe yapısal çözümleme sonucu bulunan kesit tesirlerinin belli metodlarla yaklaşık olarak ikinci mertebe çözümleme değerlerine yaklaştırılmağa çalışılmıştır. Bu metodlar

a) Azaltma katsayıları metodu,
b) ilave moment metodu
c) Moment arttırma metodu

dur.

Narin kolonlarda narinlik etkisini hesaplayabilmek için bilinen bu üç metodu açıklayalım. Bu üç metod narinlikten dolayı birinci mertebe teorisiyle hesaplanmış normal kuvvet ve moment değerlerinin değiştirilmesini sağlarlar. Bu üç metod aynı zamanda hem elastik, hem de taşımagücü hesabında kullanılabilmektedir.

2.3.1. Azaltma Katsayıları Metodu

Kolona etki eden normal kuvvet ve eğilme momentinin, kolonun taşıyabileceği maksimum normal kuvvet ve eğilme momenti değerine bir katsayı ile çarpılarak getirilmesidir. Taşıma gücü hesabında kolonlar için hazırlanmış karşılıklı etki diyagramları vardır. Narinlik etkisi dikkate alınmadan çözülmüş karşılıklı etki diyagramı içinde alınan bir A noktasına, kolonun taşıma gücünü gösteren noktadaki N ve M değerinin birden küçük bir katsayı ile çarpılarak getirilmesini esas alır. Katsayı ℓ_{B}/d ve deforme olmuş kolonun elastik eğrisine göre seçilir. Bu metotta, elastik analiz sonucunda bulunan eksantrisite, katsayılarla çarpıldıktan sonra yine sabit kaldığından kolonun narinlikten dolayı gerçek davranışı tam olarak bilinemez. Bu narinlik etkisi ile momentin artması böylece kolonda basınç kırılması durumu beklenirken, çekme kırılmasının görülmesine neden olmaktadır. Bu açıdan bu ilk metod pek kullanılmamaktadır.

2.3.2. İlave Moment Metodu

Elastik analiz sonucu bulunan momente, narinlik etkisi ile meydana gelen ilave momentin eklenmesiyle hesap momenti elde edilir. Kolonun en uygunsuz yükleme durumuna göre yüklenmesi, sünme etkisinin dikkate alınması, kolondaki hatalar ve malzemenin homogen olmamasından dolayı oluşabilecek ilave moment dikkate alınmalıdır. DIN 1045 Şartnamesinde ilave moment için alınabilecek değerler verilmiştir. $\lambda \leq 70$ ve kesiti sabit olan basınç çubukları için e/d değerine bağlı olarak ilave eksantrisiteler verilmiştir(6). Buna göre,

$$0 \leq e/d \leq 0.3 \text{ için } f = d \, . \, \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0.1 + e/d} \geq 0$$

$$0.3 \leq e/d \leq 2.5 \text{ için } f = d \, . \, \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$$

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

değerleri verilmiştir. İlave edilecek eksantrisite $\Delta M = N.f$ den hesaplanıp, birinci derece momentine eklenecektir. Böylece hesap momenti $M = N.e + N.f$ den bulunur. Türkiye'de uygulanmakta olan TS 500 standardınca ise çubuğun orta kesitinde 2 cm.lik bir eksantrisitenin minimum eksantrisite olarak alınması önerilmiştir(14).

İlave moment metodu kesin olmayan yaklaşık metottur. Yukarıda verilen yaklaşık formüllerle hesaplanan momentin birinci derece momentine eklenmesiyle hesap momenti bulunur. Normal kuvvette bir değişiklik olmaz.

TS 500 Standardı Türkiye'de aşağıda anlatılacak olan Moment Arttırma Metodunun kullanılmasını önermiştir.

2.3.3. Moment Arttırma Metodu

Moment arttırma metodunda elastik hesap sonucunda bulunan karşılıklı etki diyagramı içinde alınan bir noktanın moment değerinin bir F moment büyültme katsayısıyle çarpılarak kolonun taşıma gücünü gösteren noktadaki M değerine getirilmesi esastır(7). Tek eğrilikli ve iki ucu mafsallı bir kolondaki momentin elastik hesap sonunda bulunan M ve N ile burkulma yükü N_k değerlerine bağlı olduğu bilinmektedir.

$$M_{maks.} = \frac{M}{1 - (N/N_k)} \tag{49}$$

Tek eğrilikli ve kolon uç momentleri M_1 ve M_2 olan $(M_2 > M_1)$ olan kolonda

$$M_{maks.} = F.M_2 \tag{50}$$

$$F = \frac{C_m}{1-(N/N_k)} \geq 1.0 \tag{51}$$

olur. Kolonda oluşan maksimum momentin, kolon uç momentleri cinsinden belirlenebilmesi için kullanılan "C_m" katsayısı, moment yer değiştirme katsayısı olarak adlandırılır. Yanal deplasman yapması önlenmiş çerçevelerde $C_m \geq 0.4$ ve diğer durumlarda $C_m = 1.0$ kabul edilir. C_m katsayısı, yanal deplasman yapması önlenmiş kolonlar için aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır.

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4 \tag{52}$$

Kolonun deformasyon eğrisinin iki büküm noktası arasındaki mesafe olan kolon etkili boyuna çok sayıda değişken etki eden çerçevenin yanal deplasman yapıp yapmaması, kolon uçlarının engellenme derecesi, bu engellemeyi sağlayan düğüm noktasındaki kolon ve kirişlerin eğilme rijitlikleri, kesitlerin çatlamış olup olmaması etkili kolon boyuna etki eder. Proje hesaplarında kolon uçlarının dönme ve ötelenmesine karşı engellenme derecesine bağlı olarak değişen etkili boy katsayısı kullanılır. Kolonun iki ucundaki relatif eğilme rijitliklerinin bir fonksiyonu olarak, yanal deplasman yapması önlenmiş ve önlenmemiş çerçeveler için k katsayısın veren monograf vardır.

Sistemin yanal deplasman yapıp, yapmadığı aşağıdaki hesaplama sonucunda bulunabilir(14).

$$n > 4 \text{ için}: H.\sqrt{\Sigma N_d / \Sigma E_c I_c} \leq 0.6$$

$$1 \leq n \leq 4 \text{ için}: H.\sqrt{\Sigma N_d / \Sigma E_c I_c} \leq 0.2 + 0.1.n$$

Bu iki bağıntıdaki şartlar sağlanmışsa sistemin yanal deplasman yapmadığı kabul edilir. Burada, n, yapıdaki katsayısını; H, temel üstünden ölçülen yapı yüksekliğini; ΣN_d, yapıdaki düşey yüklerin toplamını; $\Sigma E_c I_c$, kolonların dışında kalan bütün düşey rijit elemanların eğilme rijitliklerinin toplamını; E_c, betonun elastiklik modülünü; I_c, beton kesitin eylemsizlik momentini gösterir.

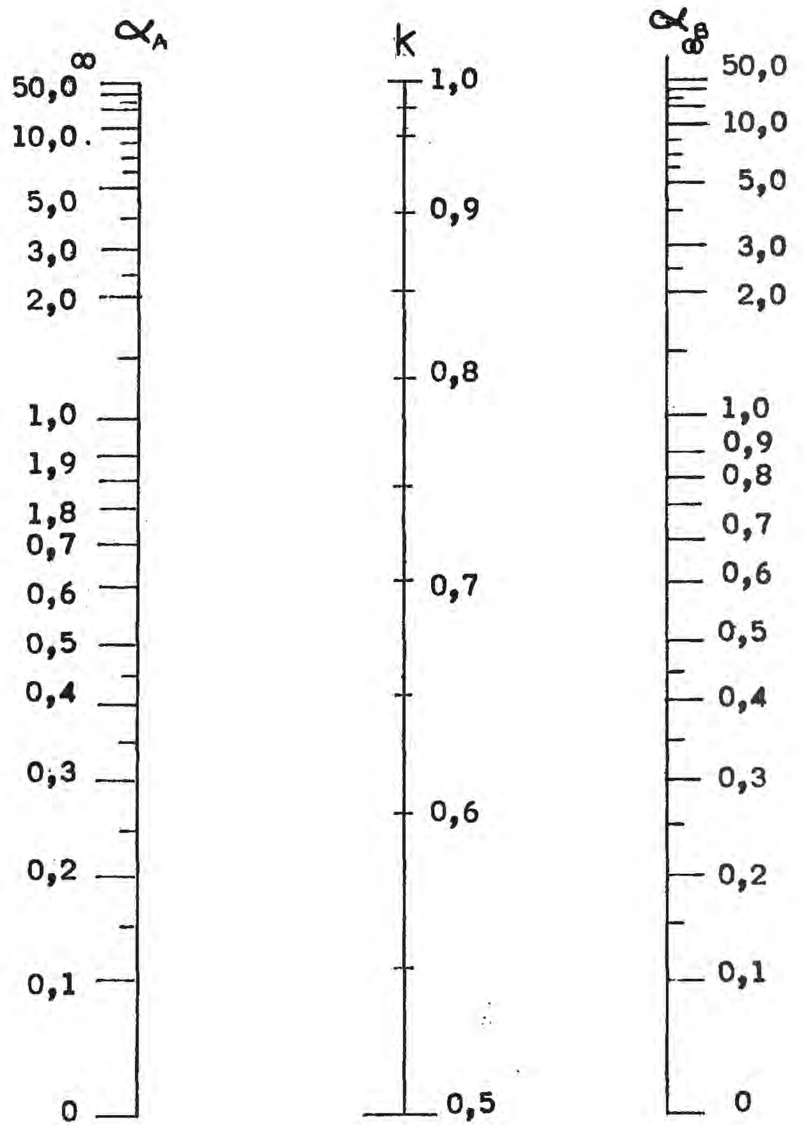
TS 500 standardınca narinlik etkisinin ihmal edilebileceği sınırlar da verilmiştir. Yanal deplasman yapması önlenmiş çerçevelerde

$$\ell_{B/i} < (34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$$

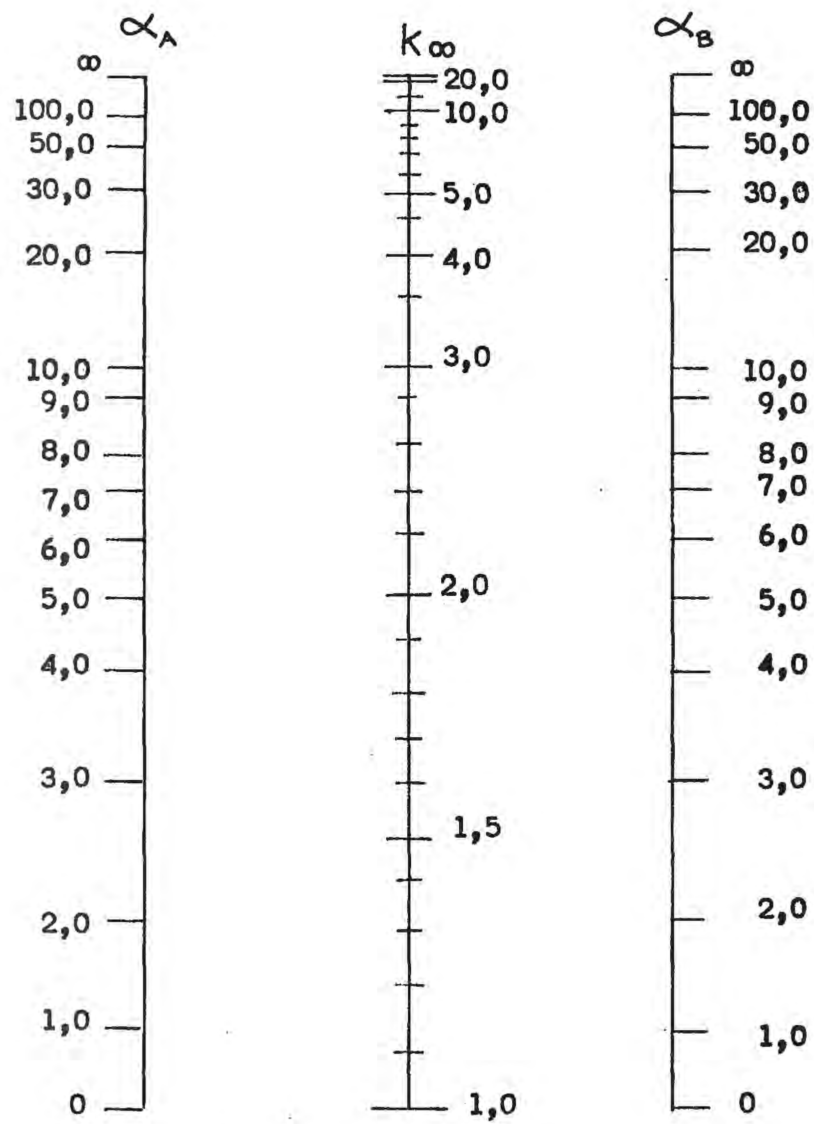
ve yanal deplasman yapması önlenmemiş çerçevelerde

$$\ell_{B/i} < 22$$

ise narinlik etkisi ihmal edilebilir.



a) Yanal Deplesman önlenmiş



b) Yanal Deplasman önlenmemiş

Eşdeğer Çubuk Boyunun Hesaplanması İçin Nomogram(14),

3. BÖLÜM - BETONARME KOLONLAR İÇİN BİLGİSAYAR PROGRAMI

Tezde karşılaştırma ve hesaplamalarda kullanılmak üzere çeşitli bilgisayar programları hazırlandı. BASIC dilinde hazırlanan bu betonarme bilgisayar programlarından elde edilen neticeler tezin sonuç bölümünde açıklandı. Betonarme kolonların hesaplarında narinlik etkisinin dikkate alınması 1981 Aralık ayında yayımlanan yeni TS 500'ce standart hale getirilmiştir.

Tezdeki ana gaye bu yeniliğin uygulamaya neler getirdiğinin ve ne gibi değişiklikler yaratabileceğinin incelenmesidir.

Betonarme kolonların hesaplarında önceleri narinlik etkisi tam olarak dikkate alınmamıştır. Eskiden beri kolon boyunun atalet yarıçapına bölünmesiyle narinlik oranı bulunur. Narinlik oranına göre ω tablosundan ω değeri seçilir, bu değer kolona etkiyen normal kuvvetle çarpılıp, kesit alanına bölünürdü. Çıkan değerin kesit için seçilmiş belirli emniyet gerilmesinden küçük olmasıyla hesap sona ererdi. Hesapta kolonun ve uçlarındaki kirişlerin eğilme rijitliklerinin, çerçevenin yanal deplasman yapıp, yapmamasının, kesitte imalat hataları vs. gibi tesirlerle ilave eksantrisite, dolayısıyla da ilave momentin oluşabileceği dikkate alınmazdı. Tezde çözülen örneklerden de görüldüğü gibi yukarıda sıralanan özellikler kolon hesabına oldukça etki eden faktörlerdir. Kesitte narinlik etkisiyle oluşan ilave momentler kolona etkiyen momentleri büyük oranda değiştirmektedir. Böyle olunca donatı miktarları da önemli oranda artma göstermektedir.

İşte tezde donatı miktarındaki bu artışların ne kadar olabileceği de araştırıldı. Burada genel bir halin yansıtması açısından kare kesitli ve simetrik donatılı betonarme kesitler incelendi.

Bilgisayar programında akış diyagramından da görülebileceği gibi bir "veriler" kısmı mevcuttur. Program hem elastik hem de taşıma gücü metoduna göre narinlik etkisini de dikkate alarak kesit için gerekli donatıyı bulmaktadır. Narinlik hesabı TS 500 de önerildiği gibi moment arttırma metodu ile yapılmıştır.

Veriler kısmında kesitin boyutları (b,d), burkulma boyu (ℓ), elastik analiz sonucu bulunan kesite tesir eden statik değerler (M,N), kolonun yanal deplasman yapıp yapmadığı (K_o), yine kolonun yanal deplasman yapmasının önlenip önlenmediği (Cm), Beton Kalitesi (Bet=) ve hesap metodu (hes=) vardır. Hesap metodu 1 ve 2 olmak üzere seçilir. 1 elastik hesabı, 2 taşıma gücüne göre hesabı anlatmaktadır. Program beton kalitesine göre donatı çeşidini, kesitin yüksekliğine göre de pas payını kendisi hesaplamaktadır. Taşıma gücüne göre hesapta M,N değerleri yük katsayısı ile çarpılarak (1,52) dikkate alınmaktadır.

Sonuçta simetrik donatılı ve kare kesitli bir kolonun bir taraftaki donatı pursantağı ve donatı miktarı elde edilmektedir.

```
10 EXTEND
20 OPEN "pr:" AS FILE 1 : ; #1 CHR$(29%)
30 ! "Bu program bilesik egilmeye maruz kolonlarin burkulma etkisini de dikkate alarak donatisini  hesaplar."
40 ! "Veriler"
50 ! "==============================="
60 B=40 : D=55 : L=300 : M=1.5E+06 : N=44000
80 K0=1 : ! (Yanal Deplasman Yok)
90 Cm=1 : ! (Yanal Dep.Onlenmemis.)
100 Hes=1 : ! (Hesap Metodu)
110 Bet=160
120 ! "==============================="
130 IF Hes=1 GOTO 150
140 IF Hes=2 GOTO 1190
150 ! "Elastik Metodla Simetrik Donatili      Kesitin Donati Hesabi"
160 IF Bet=160 THEN 190
170 IF Bet=225 THEN 200
180 IF Bet=300 THEN 210
190 Gb=70 : Ge=1400 : GOTO 220
200 Gb=90 : Ge=2000 : GOTO 220
210 Gb=110 : Ge=2000 : GOTO 220
220 ; #1 CHR$(30%) "Elastik Hesap"
230 ; #1 CHR$(30%) "============="
240 M1=M : N1=N
250 IF D<=30 THEN LET S=.38
260 IF D<70 AND D>30 THEN LET S=.42
270 IF D>70 THEN LET S=.45
280 ; #1
290 ; #1 CHR$(30%) "KESIT " "B=";B;"D=";D
300 ; #1 CHR$(30%) "================"
310 ; #1
320 T=.3*D
330 V=L/T
340 Eb=210000 : Ee=2.1E+06
350 Jb=B*D^3/12
360 Ej=(Eb*Jb)/3.75
370 S1=22
380 F1=0
390 IF K0*V>=S1 GOTO 400 ELSE GOTO 420
400 Nk=PI^2*Ej/(K0*L)^2
410 F1=(Cm)/(1-1.7*(N1/Nk))
420 IF F1<1 THEN LET F1=1
430 IF F1>3 THEN 1060
440 Mm=F1*M1
450 M2=Mm
460 E=M2/N1
470 N=N1/(B*D*Gb)
480 M=M2/(B*(D^2)*Gb)
490 A=30*360*S*S
500 B1=360*S*S*(1-N)-180*M+30
510 C=1-N-6*M
520 R=(-B1+SQR(B1*B1-4*A*C))/(2*A)
530 G=N/(1+30*R)-(6*M)/(1+360*S*S*R)
540 IF G<(-.25) THEN 560
550 P=R : GOTO 890
```

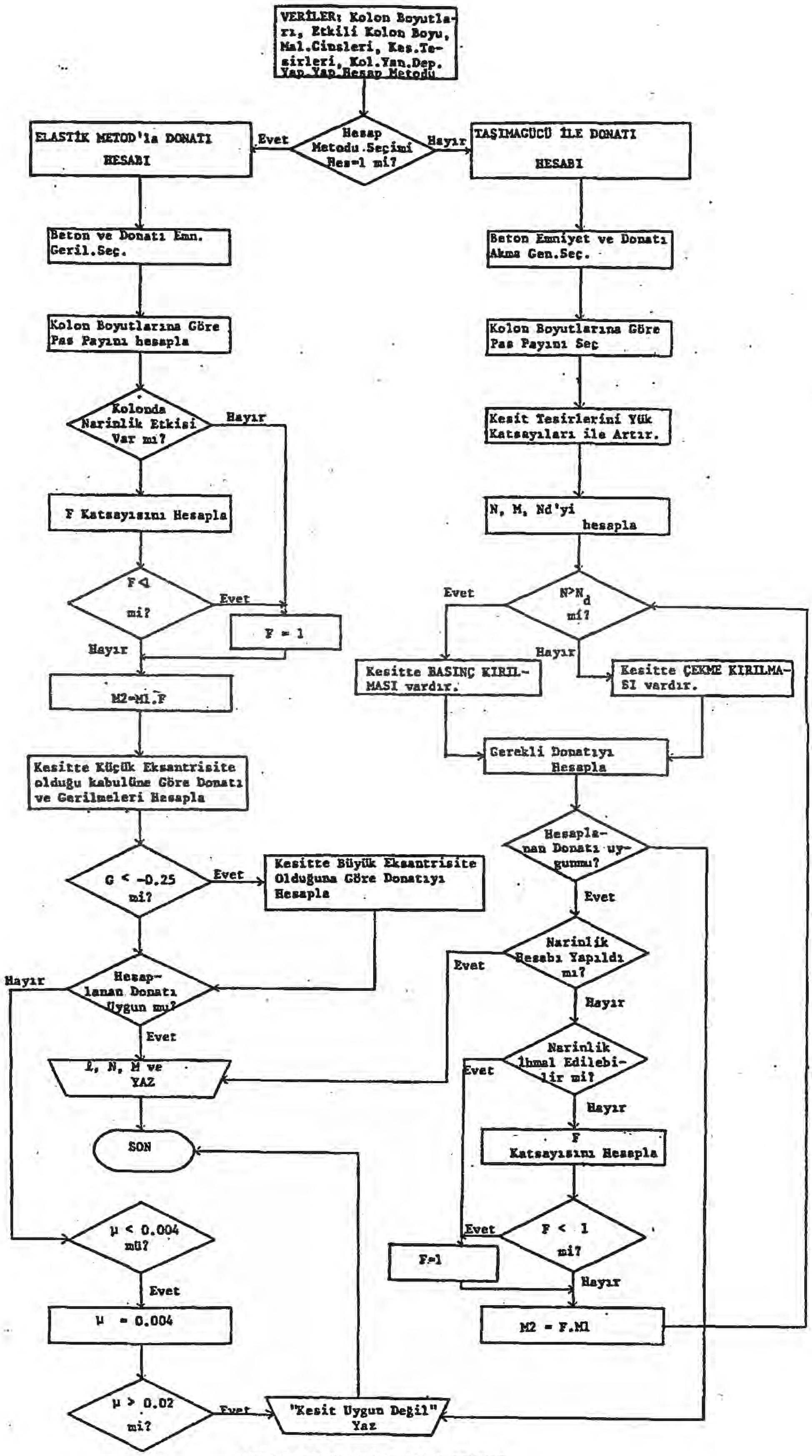
```
560 IF D(=30 THEN LET H1=.12*D
570 IF D)30 AND D(=70 THEN LET H1=.08*D
580 IF D)70 THEN LET H1=.05*D
590 D1=H1/D
600 N=N1/(B*(D-H1)*Gb)
610 M=M2/(B*(D-H1)^2*Gb)
620 FOR I=1 TO 11.1
630   K=.1+(I-1)*.08
640   GOSUB 1100
650   IF P)P1 GOTO 700
660 NEXT I
670 IF ABS(P1-P)(.0001 THEN 890
680 P=0
690 GOTO 890
700 IF I=1 AND (P-P1)(.0001 GOTO 890
710 K=K-.08
720 FOR J=1 TO 11.1
730   K=K+(I-1)*.008
740   GOSUB 1100
750   IF P)P1 THEN 770
760 NEXT J
770 Y2=P
780 Z2=P1
790 K=K-.008
800 GOSUB 1100
810 Y1=P
820 Z1=P1
830 W1=(Y2-Y1)/.008
840 W2=Y1-W1*K
850 W3=(Z2-Z1)/.008
860 W4=Z1-W3*K
870 K=(W4-W2)/(W1-W3)
880 P=W1*K+W2
890 IF P(.004 THEN LET P=.005
900 IF P).04 THEN 1060
910 : CHR$(30%)
920 IF Bet=160 : #1 "B 160  St I"
930 IF Bet=225 : #1 "B 225  St III"
940 IF Bet=300 : #1 "B 300  St III"
950 : #1 CHR$(30%) "============"
960 : #1
970 : #1 "Burkulma Boyu    l  =";L/100;"    (m)"
980 : #1 "Moment           M  =";M1/100000;"  (tm)"
990 : #1 "Normal Kuvvet    N  =";N1/1000;"  (t)"
1000 : #1 "Pursantaj        p  =";
1010 : #1 USING "##.###";P
1020 : #1 "Donati           Fe1=";
1030 : #1 USING "###.##";P*B*D;
1040 : #1;"(cm^2)"
1050 GOTO 1080
1060 : #1 USING " ###       ###.###       ###.###        Kes.Yet.";L,N1/1000,M1/100000
1070 : #1
1080 STOP
1090 END
1100 P3=2*M*K
```

```
1110 P4=N*K*(1-D1)
1120 P5=K*K*(K/3-D1)
1130 P6=30*(1-K)*(1-D1)
1140 P7=K*K*(1-K/3)
1150 P8=30*(K-D1)*(1-D1)
1160 P=(P3-P4+P5)/P6
1170 P1=(P3+P4-P7)/P8
1180 RETURN
1190 ! "Tasima Gucu ile Simetrik Donatili      Kesitin Donati Hesabi"
1200 : #1
1210 IF Bet=160 THEN 1240
1220 IF Bet=225 THEN 1250
1230 IF Bet=300 THEN 1260
1240 Gb=144 : S=2400 : GOTO 1280
1250 Gb=195 : S=4200 : GOTO 1280
1260 Gb=240 : S=4200 : GOTO 1280
1270 Kont=0
1280 : #1 CHR$(30%) "Tasima Gucune Gore Hesap"
1290 : #1 CHR$(30%) "========================"
1300 : #1
1310 : #1 CHR$(30%) "KESIT " "B=":B:"D=":D
1320 : #1 CHR$(30%) "=================="
1330 : #1
1340 IF D<=30 THEN LET H2=.76
1350 IF D>30 AND D<70 THEN LET H2=.84
1360 IF D>=70 THEN LET H2=.9
1370 H=.5*(1+H2) : H1=.5*(1-H2)
1380 Nt=1.52*N : Mt=1.52*M
1390 N1=Nt/(B*D*Gb) : M1=Mt/(B*D^2*Gb)
1410 Nd=.85^2*6300/((6300+S/1.15)*1.5)
1420 IF N1>Nd GOTO 1450
1430 IF N1<Nd GOTO 1660
1440 ! Basinc Kirilmasi
1450 X1=.1 : X2=10 : X3=.1
1460 FOR J=1 TO 5
1470   FOR X=X1 TO X2 STEP X3
1480     A=.85*X
1490     IF A>1 THEN LET A=1
1500     H=.5*(1+H2) : H1=.5*(1-H2)
1510     S1=6300*(H/X-1) : S2=6300*((X-H1)/X)
1520     IF S1>S THEN LET S1=S
1530     IF S1<-S THEN LET S1=-S
1540     IF S2>S THEN LET S2=S
1550     C1=S1/S : C2=S2/S
1560     IF C2-C1=0 THEN 1610
1570     M=(N1-.85*A/1.5)/(.5*(C2-C1)/1.15)
1580     IF M<0 THEN 1610
1590     M0=N1*(H1-.5)+.85*A*(H-A/2)/1.5+.5*M*H2*C2/1.15
1600     IF M0<M1 THEN 1620
1610   NEXT X
1620   X1=X-X3 : X2=X : X3=X3*.1
1630 NEXT J
1640 GOTO 1900
1650 ! Cekme Kirilmasi
```

```
1660 X1=.1 : X2=2 : X3=.1
1670 FOR J=1 TO 5
1680   FOR X=X1 TO X2 STEP X3
1690     A=.85*X
1700     IF A)1 THEN LET A=1
1710     H=.5*(1+H2) : H1=.5*(1-H2)
1720     S1=6300*(H/X-1) : S2=6300*((X-H1)/X)
1730     IF S1)S THEN LET S1=S
1740     IF S1(-S THEN LET S1=-S
1750     IF S2)S THEN LET S2=S
1760     C1=S1/S : C2=S2/S
1770     IF C2-C1=0 THEN LET A=N1*1.5/.85
1780     IF C2-C1=0 THEN 1880
1790     : RED Pu0
1800     M=(N1-.85*A/1.5)/(.5*(C2-C1)/1.15)
1810     IF M(0 THEN 1840
1820     M0=N1*(H1-.5)+.85*A*(H-A/2)/1.5+.5*M*H2*C2/1.15
1830     IF M0(M1 THEN 1850
1840   NEXT X
1850   X1=X-X3 : X2=X : X3=X3*.1
1860 NEXT J
1870 GOTO 1890
1880 M=(M1-N1*(H1-.5)-N1*(H-A/2))/(.5*H2*C2/1.15)
1890 M0=M1
1900 Yem=S/Gb : Pu0=M/Yem
1920 IF Kont=1 GOTO 2150
1930 ! Narinlik Hesabi
1940 Kont=Kont+1
1950 T=.3*D
1960 V=L/T
1970 Eb=210000 : Ee=2.1E+06
1980 Jb=B*D^3/12
1990 Je=(Pu0/2)*B*D*(H2*D/2)^2*2
2000 Be=.55
2010 Ej1=((Eb*Jb)/5+Ee*Je)/(1+Be)
2020 Ej2=(Eb*Jb)/3.75
2030 IF Ej1)Ej2 THEN LET Ej=Ej1
2040 IF Ej2)Ej1 THEN LET Ej=Ej2
2050 S1=22
2060 IF K0*V)=S1 GOTO 2070 ELSE GOTO 2090
2070 Nk=PI^2*Ej/(K0*L)^2
2080 F1=(Cm)/(1-(Nt/Nk))
2090 IF F1(1 THEN LET F1=1
2100 Mt1=F1*Mt
2110 N1=Nt/(B*D*Gb)
2120 M1=Mt1/(B*D^2*Gb)
2130 Nd=.85^2*6300/((6300+S/1.15)*1.5)
2140 GOTO 1420
2150 P=Pu0/2 : N1=Nt/1.52 : M1=Mt/1.52
2160 GOTO 890
2170 END
```

```
a) Tasima Gucune Gore Hesap
============================

KESIT B= 40 D= 55
===================

B 160   St I
==============

Burkulma Boyu    l   = 3   m
Moment           M   = 15    tm
Normal Kuvvet    N   = 44    t
Pursantaj        p   = 0.005
Donati           Fei= 11.678cm^2
```

```
b) Elastik Hesap
=================

KESIT B= 40 D= 55
==================

B 160   St I
==============

Burkulma Boyu    l   = 3   m
Moment           M   = 15    tm
Normal Kuvvet    N   = 44    t
Pursantaj        p   = 0.010
Donati           Fei= 21.401cm^2
```



BİLGİSAYAR PROGRAMI AKIŞ DİYAGRAMI

4. BÖLÜM - BİLGİSAYAR SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMALARI

4.1. PURSANTAJLARLA İLGİLİ KARŞILAŞTIRMALAR

Karşılaştırmalarda üç program kullanıldı. Bunlardan birincisi narinlik etkisini hiç dikkate almadan eskiden beri kullanılan elastik hesap metodudur. İkincisi narinlik hesabının TS 500'de önerildiği gibi dikkate alındığı elastik hesap, üçüncüsü ise yine narinlik etkisinin TS 500'de önerildiği gibi moment arttırma metodu ile dikkate alındığı taşıma gücü metodudur. Bunların herbiri için bilgisayar programı hazırlanmış ve sonuçlara karşılaştırılmıştır. Ayrıca TS 500'de olmayan ancak Almanya'da DIN 1045 Normunca kullanılan ilave moment yöntemiyle ilgili olarak da bir çalışma yapılmıştır. Değişik kesit tesirleri farklı kesitlere yukarıda belirtilen dört metodla uygulanmıştır. Ve aşağıdaki sonuçlar alınmıştır. Kolon boyunun hesapta önemli yer tuttuğu dikkati çekmiştir. ω metodunda 4.3 kısmındaki grafikten görülebileceği gibi burkulma boyu 30x30 kesit için 4.50, 40x40 kesit için 6,00, 50x50 kesit için 7,50, 60x60 kesit için ise 9.00 metreden sonra etkili olmaktadır. Bunun için karşılaştırmalarda 4.50 metrelik sabit boy ele alınmıştır. 4.50 metrelik boy için aşağıdaki neticeler elde edilmişlerdir. Bunların genel bir anlam ifade edebilmeleri için de aritmetik ortalamaları hesaplattırılmıştır. Üç farklı kare kesit için yapılan hesaplamalar sonucunda elastik hesapta narinlik etkisinin dikkate alınmasıyle donatı pursantajlarında;

Kesit: 40x40	M = 2.5 tm	$\Delta\mu$ = 0.0077
	M = 5 "	$\Delta\mu$ = 0.0098
	M = 7.5 "	$\Delta\mu$ = 0.0089
	M = 10 "	$\Delta\mu$ = 0.0073
	M = 12.5 "	$\Delta\mu$ = 0.0077

	M = 15 tm	Δμ = 0.0071
	M = 17.5 "	Δμ = 0.0059
	M = 20 "	Δμ = 0.0049
	M = 22.5 "	Δμ = 0.0046
	M = 25 "	Δμ = 0.0035
Kesit: 50x50	M = 2.5 tm	Δμ = 0.0023
	M = 5 "	Δμ = 0.0038
	M = 7.5 "	Δμ = 0.0048
	M = 10 "	Δμ = 0.0056
	M = 12.5 "	Δμ = 0.0061
	M = 15 "	Δμ = 0.0062
	M = 17.5 "	Δμ = 0.0060
	M = 20 "	Δμ = 0.0054
	M = 22.5 "	Δμ = 0.0054
	M = 25 "	Δμ = 0.0055
Kesit: 60x60	M = 2.5 tm	Δμ = 0.0008
	M = 5 "	Δμ = 0.0015
	M = 7.5 "	Δμ = 0.0020
	M = 10 "	Δμ = 0.0025
	M = 12.5 "	Δμ = 0.0030
	M = 15 "	Δμ = 0.0033
	M = 17.5 "	Δμ = 0.0036
	M = 20 "	Δμ = 0.0039
	M = 22.5 "	Δμ = 0.0041
	M = 25 "	Δμ = 0.0043

miktarları kadar artışlar olduğu görüldü. Bu artışlar yukarıdan da görüldüğü gibi aynı eksenel kuvvet altında ve aynı moment tesiri altında elde edilen neticelerdir. Yine benzeri bir karşılaştırma ile narinlik etkisinin moment arttırma metodu ile hesaplandığı elastik ve taşıma gücü metodları hesaplarındaki fark da;

Kesit: 40x40	$M = 2.5$	Tm	$\Delta\mu_1 = 0.0124$
	$M = 5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0152$
	$M = 7.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0145$
	$M = 10$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0137$
	$M = 12.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0161$
	$M = 15$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0174$
	$M = 17.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0185$
	$M = 20$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0190$
	$M = 22.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0205$
	$M = 15$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0197$
Kesit: 50x50	$M = 2.5$	Tm	$\Delta\mu_1 = 0.0124$
	$M = 5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0152$
	$M = 7.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0145$
	$M = 10$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0137$
	$M = 12.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0161$
	$M = 15$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0174$
	$M = 17.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0185$
	$M = 20$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0190$
	$M = 22.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0205$
	$M = 25$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0197$
Kesit: 60x60	$M = 2.5$	Tm	$\Delta\mu_1 = 0.0081$
	$M = 5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0086$
	$M = 7.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0094$
	$M = 10$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0104$
	$M = 12.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0113$
	$M = 15$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0119$
	$M = 17.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0124$
	$M = 20$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0131$
	$M = 22.5$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0138$
	$M = 25$	"	$\Delta\mu_1 = 0.0144$

miktarları kadar farklılıklar hesabedildi. Taşıma gücü ile hesap yapildığında donatı pursantajında $\Delta\mu_1$ kadar azalma görüldü. Bunların genel anlamını belirtebilmek için ortalamalarını alırsak:

KESİT	Δ_{μ}	$\Delta\mu_1$
40x40	0.00674	0.0167
50x50	0.00511	0.0134
60x60	0.0029	0.0113

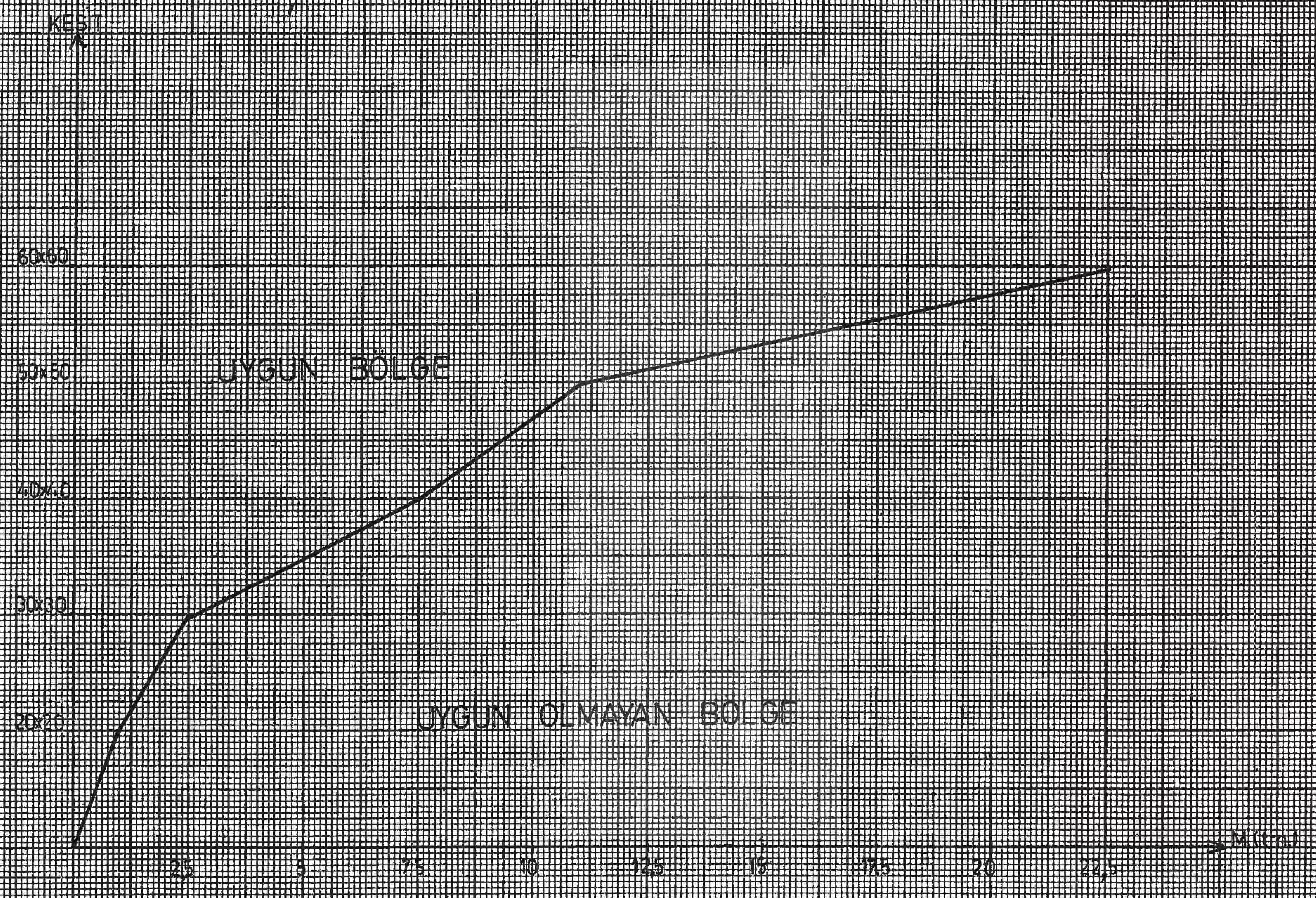
sonuçları elde edilir. Bunlar narinlik etkisiyle elastik hesapta yaklaşık olarak 0.005 civarında bir donatı pursantajı fazlalığı ve elastik ile taşımagücü metodları arasında da yaklaşık 0.013 civarında bir donatı pursantajı farklılığı olduğunu gösteren neticelerdir.

4.2. KARE KESİTLER İÇİN GRAFİKLER

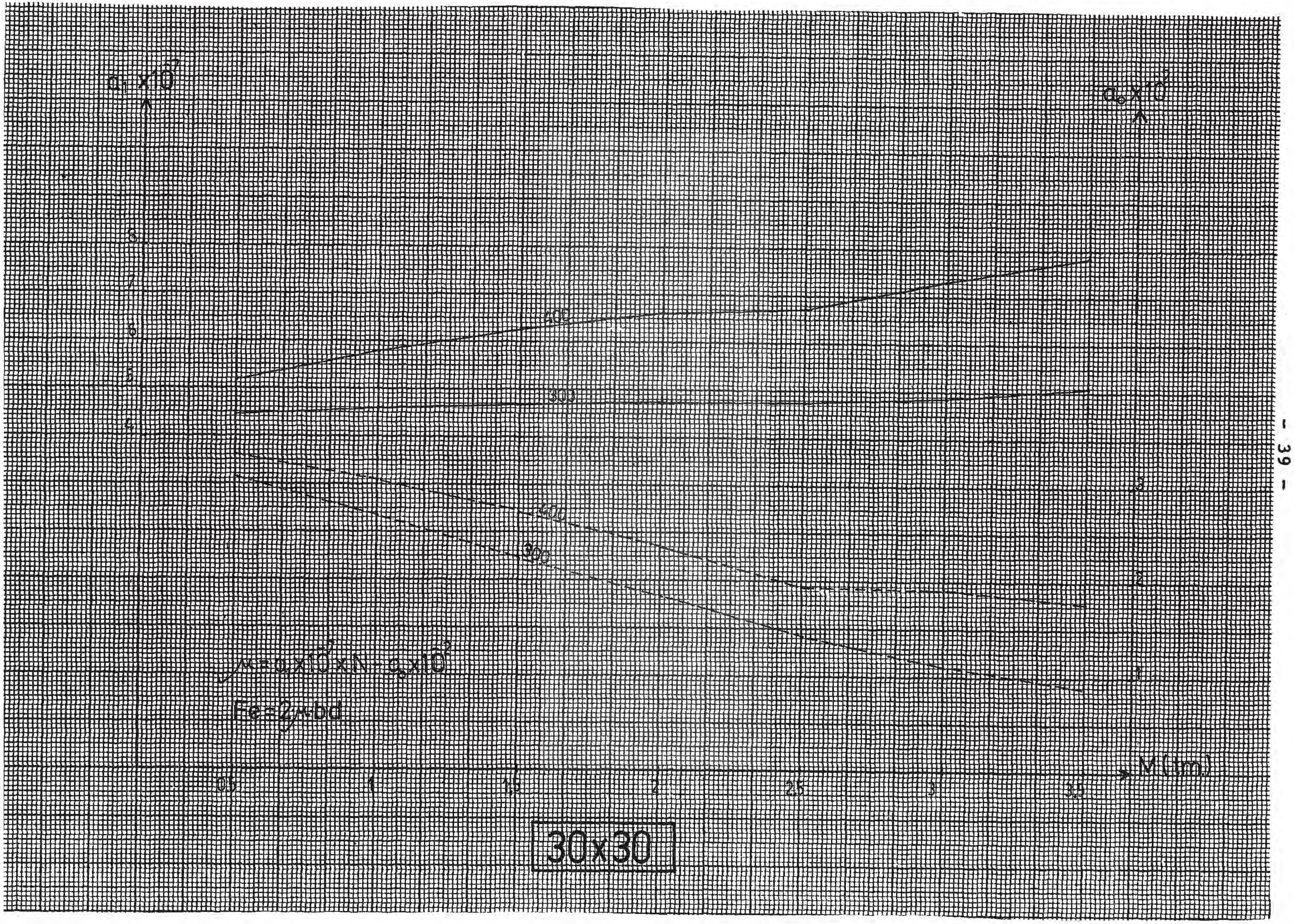
Tezde, kare kesitli ve simetrik donatılı kolonlarla ilgili hesap yapanlara kolaylık sağlamak maksadıyla yeni grafikler hazırlandı. Grafikler farklı kolon boylarına göre hesaplanan dört kesit için taşımagücü ve elastik metod ile narinliği de dikkate alarak kesitin pursantajını vermektedir. Grafikler kolon kesitinin taşıyabileceği maksimum moment değerine bağlı olarak hesaplandı.

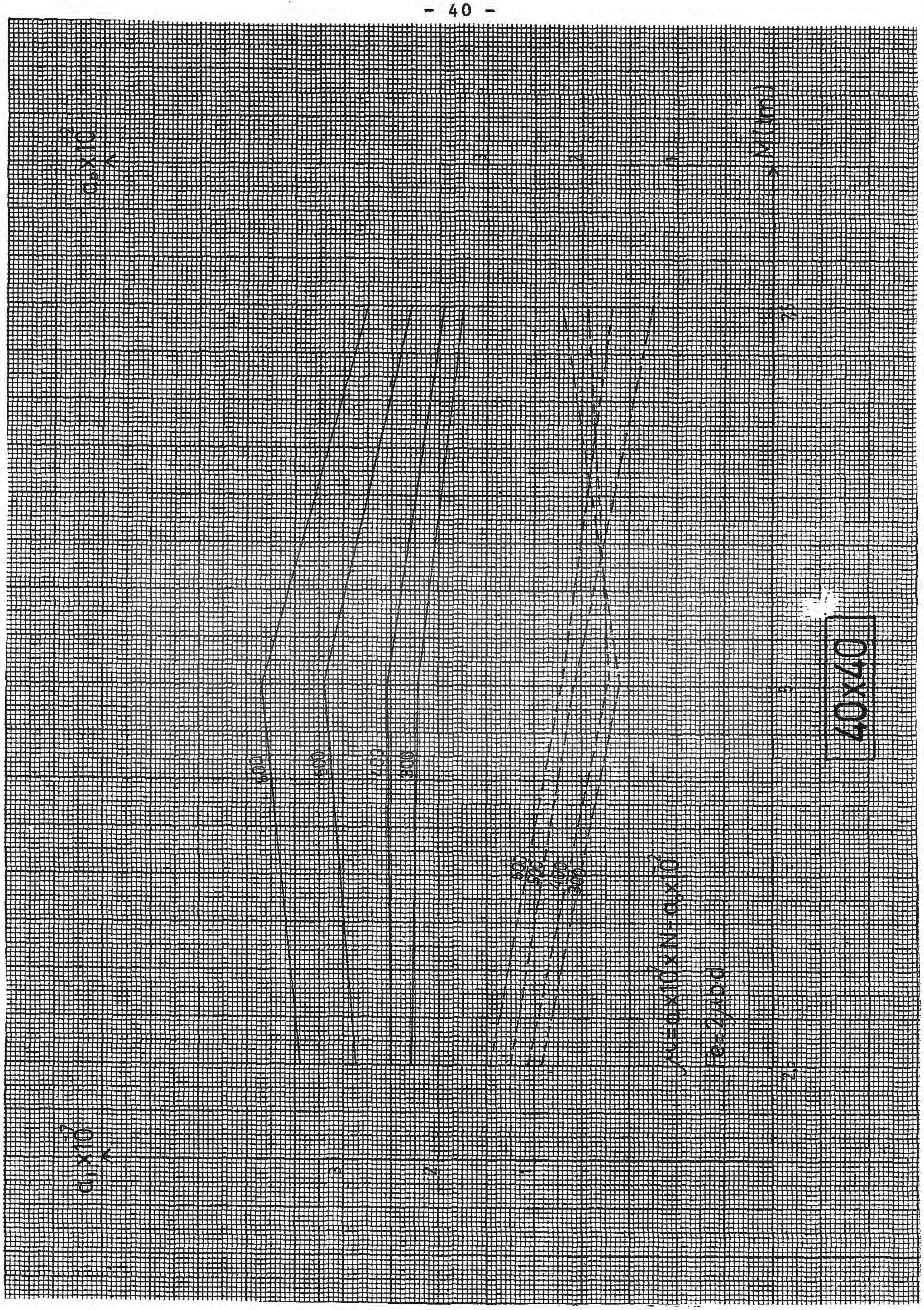
Grafikler BASIC dilinde kolon hesapları için hazırlanan bilgisayar programlarından her kesit için gittikçe artan normal kuvvet değerlerine karşılık elde edilen pursantajların regresyon analizine tabi tutulmaları ile yapıldı. Betonarme kolonlarda donatı miktarının kesite etkiyen normal kuvvet ve momente göre lineer bir değişim göstermesi regresyon analizini kolaylaştırdı. Regresyon analizinde daha önce hazırlanmış genel bir regresyon programından yararlanıldı. Elastik hesap ve taşımagücüne göre hesap için hazırlanan programlara bu regresyon programı eklenmiş, sonuçta her kesit için belirli moment değerlerinde lineer doğrunun koordinatları elde edildi. Regresyon da 0 ile 1 arasında değişebilen korelasyon katsayısının genellikle 0.99 civarında çıkması hesaplardaki lineerliğin uygunluğunu gösterdi. Regresyon sonunda $\mu = \alpha_1 . N - \alpha_o$ gibi genel formülle ifade edilebilen pursantaj hesabı için grafikler çizildi. Ayrıca grafiklerin kullanılabileceği momente bağlı değerler hem elastik hesap hem de taşımagücü için yine grafik halinde ön kısımlarında verildi.

Grafiklerin kullanımında şöyle bir yol izlenebilir. Seçilen hesap türüne göre (elastik veya taşımagücü) kesite etkiyen moment değerinin -grafiklerin baştarafında verilen- uygun bölgede olup olmadığı araştırılır. Uygun bölgede ise hesabı istenen kesite ait grafik açılır. Hesabı istenen moment değerinden çıkılan dikle yine hesaplanması istenen kolon boyunun bulunduğu kesikli ve kesiksiz doğrular kestirilir. Kesiksiz doğrudan soldaki, kesikli doğrudan da sağdaki ordinat değerleri okunarak sırasıyla α_1 ve α_o değerleri elde edilir. Bu değerlerden α_1 değeri N(kg) ile çarpılıp çıkan değerden α_o çıkarılırsa aranan μ elde edilir.

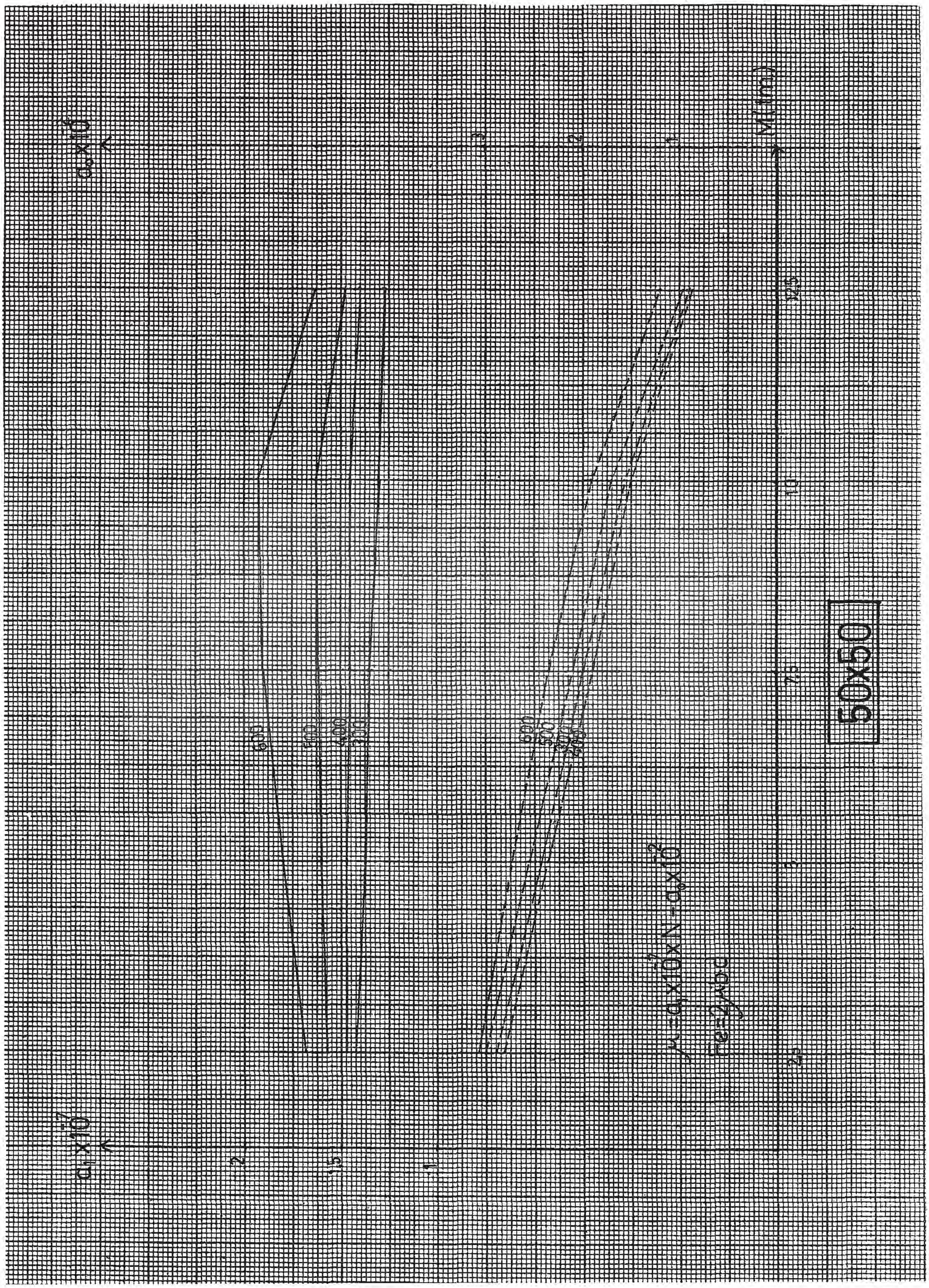


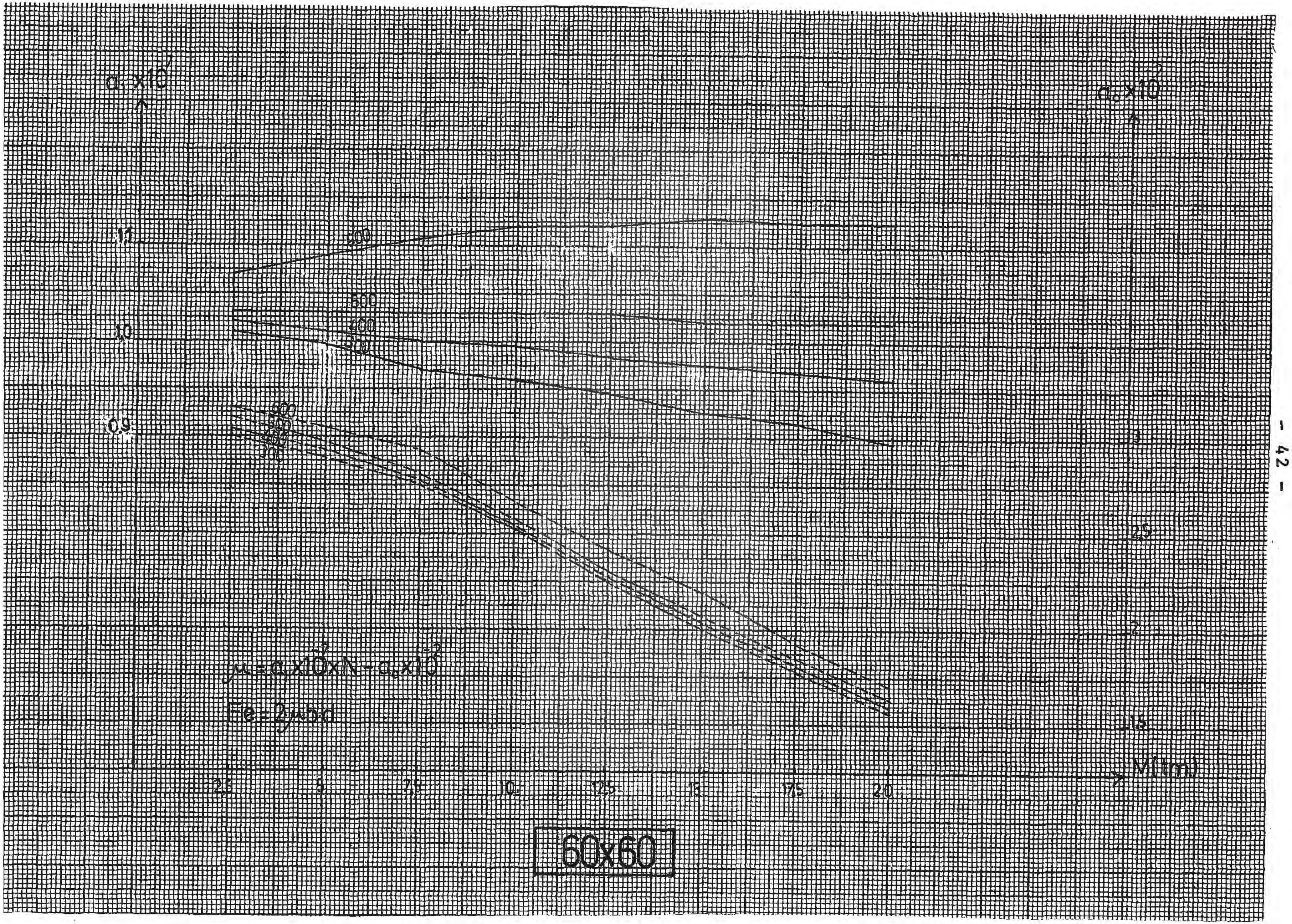
ELASTİK METODA GÖRE ABAKLARIN KULLANIM BÖLGELERİ


$a_i \times 10^2$
$a_o \times 10^2$
8
7
6
5
4
3
2
1
400
300
400
300
$\mu = a_i \times 10^2 \times N - a_o \times 10^2$
$Fe = 2\mu bd$
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
M (tm)
30x30

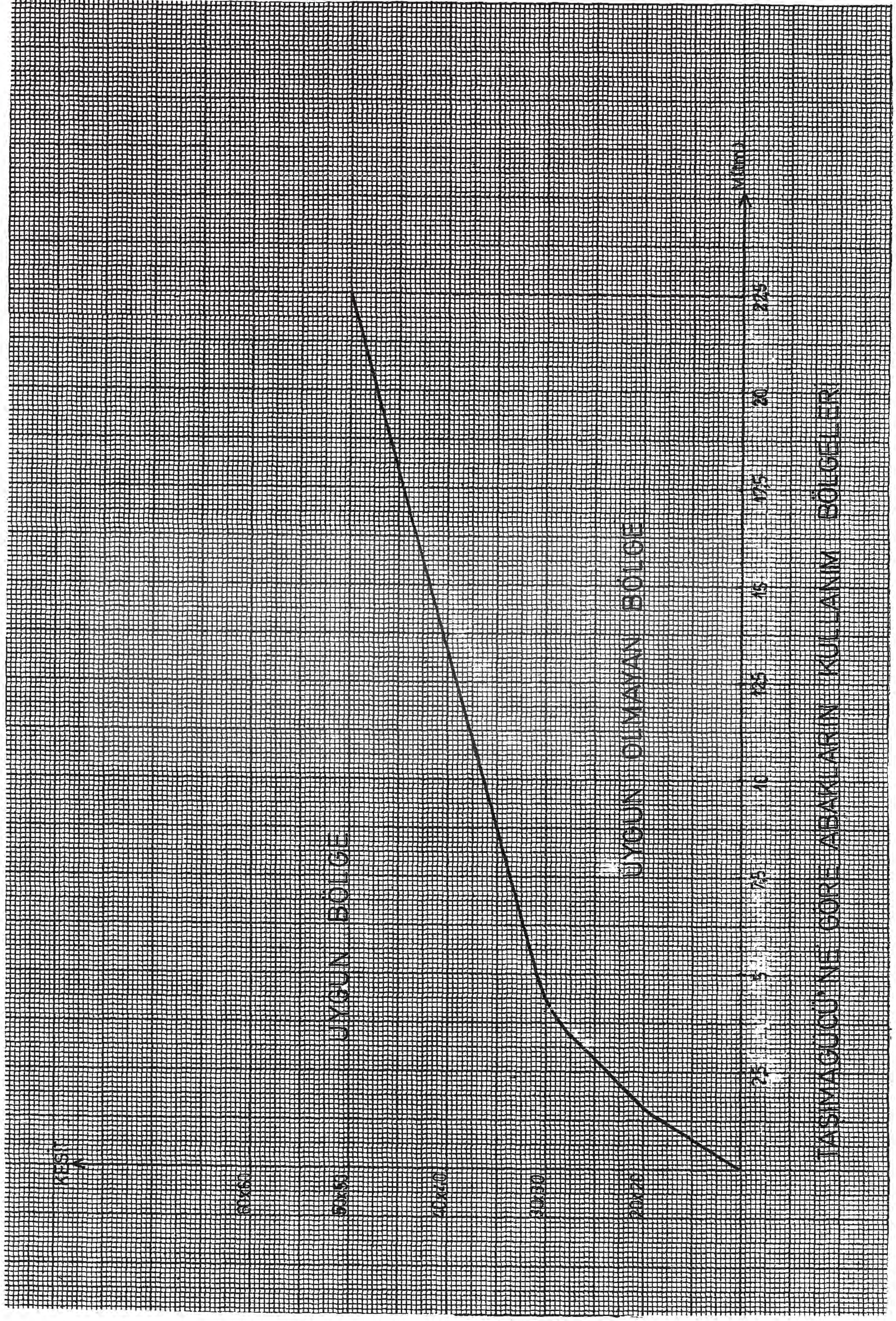


40x40
M(tm)
a₀x10²
a₁x10²
μ=a₁x10²xN-a₀x10²
Fe=2μbd
600
500
400
300

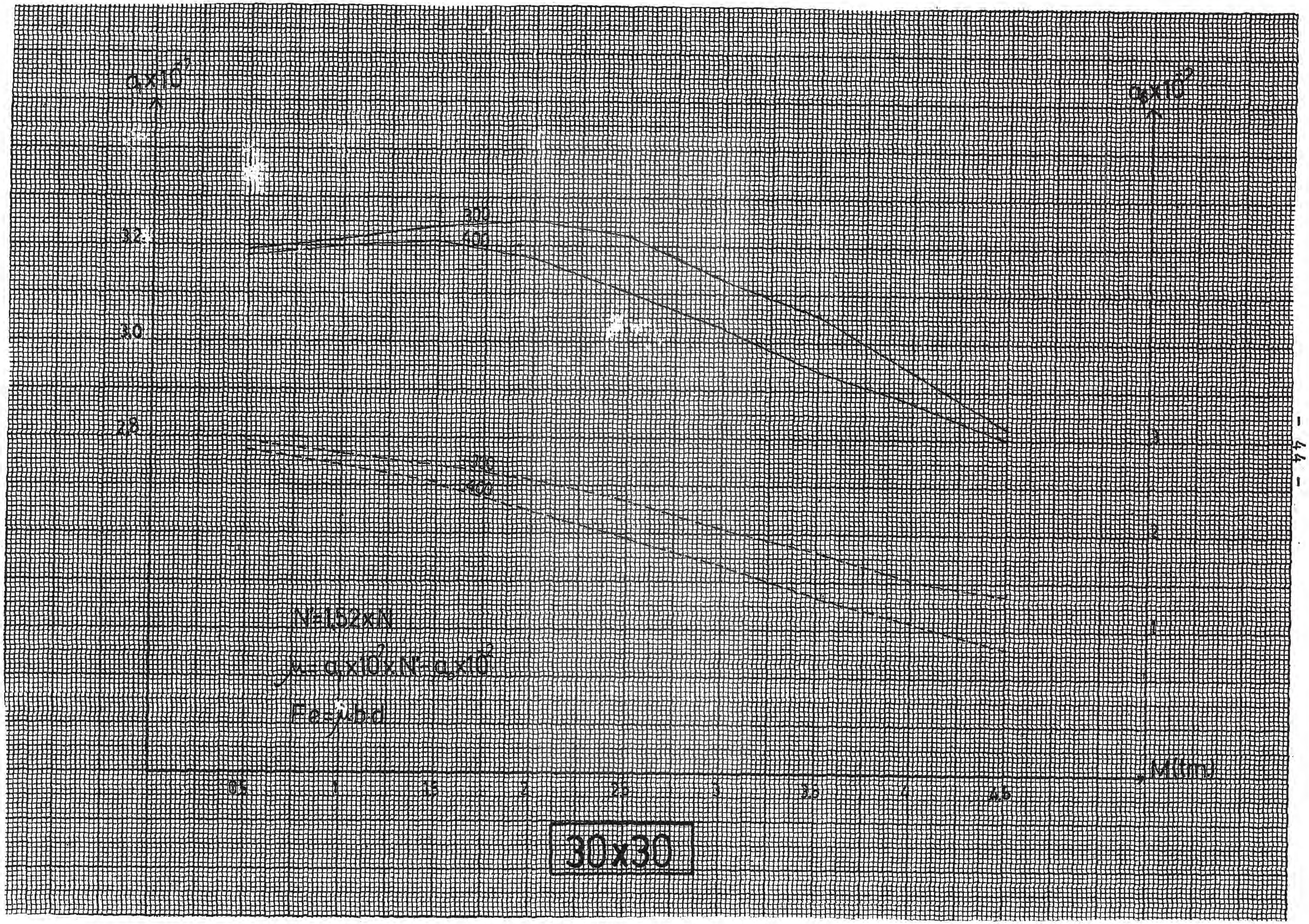

50x50
600
500
400
300



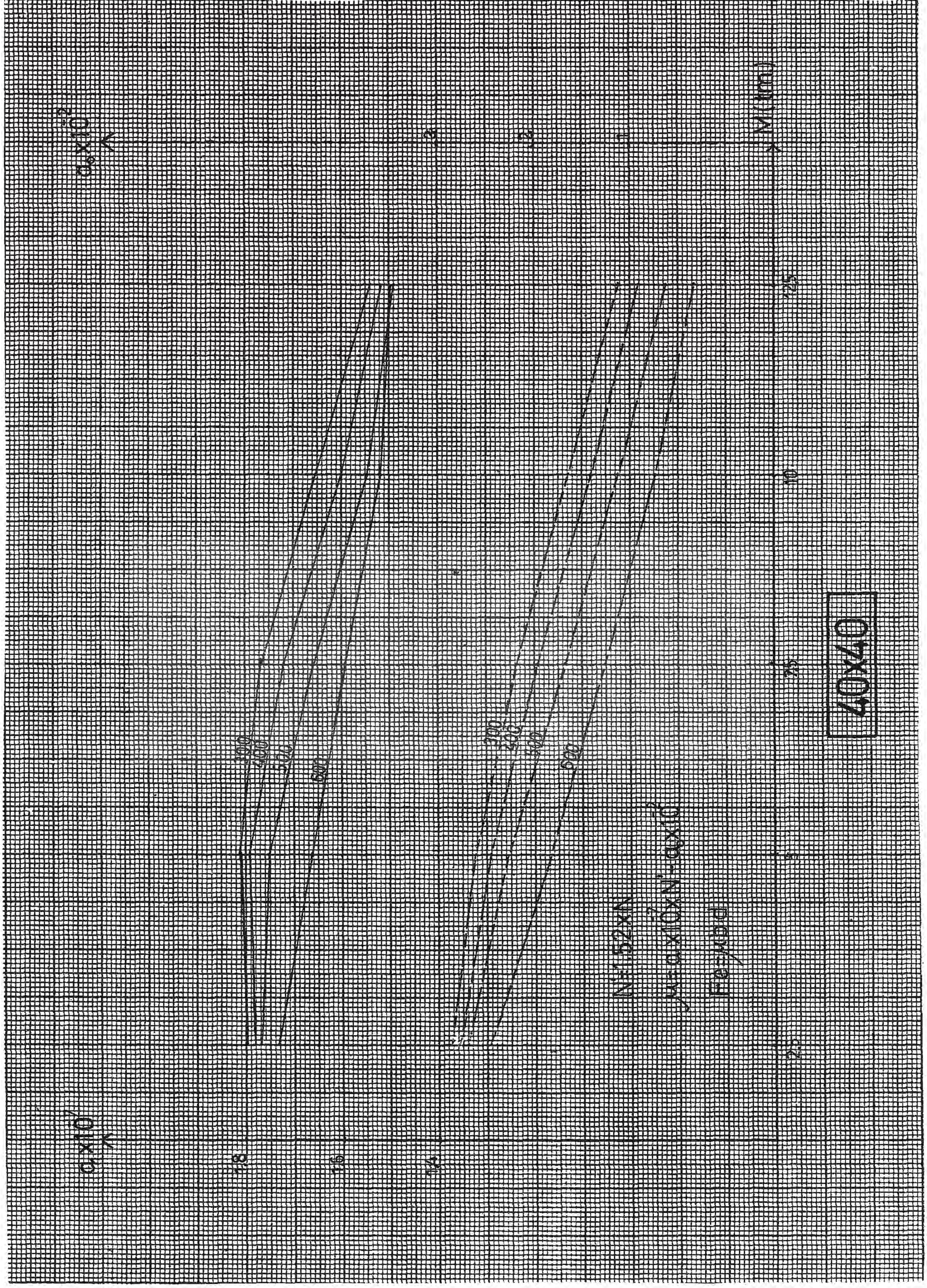
$a_1 \times 10^{7}$
$a_2 \times 10^{2}$
1,1
1,0
0,9
900
500
400
300
3
2,5
2
1,5
$\mu = a_1 x 10^{7} x N - a_2 x 10^{2}$
Fe = 2μbd
2,5
5
7,5
10
12,5
15
17,5
20
M(tm)
60x60

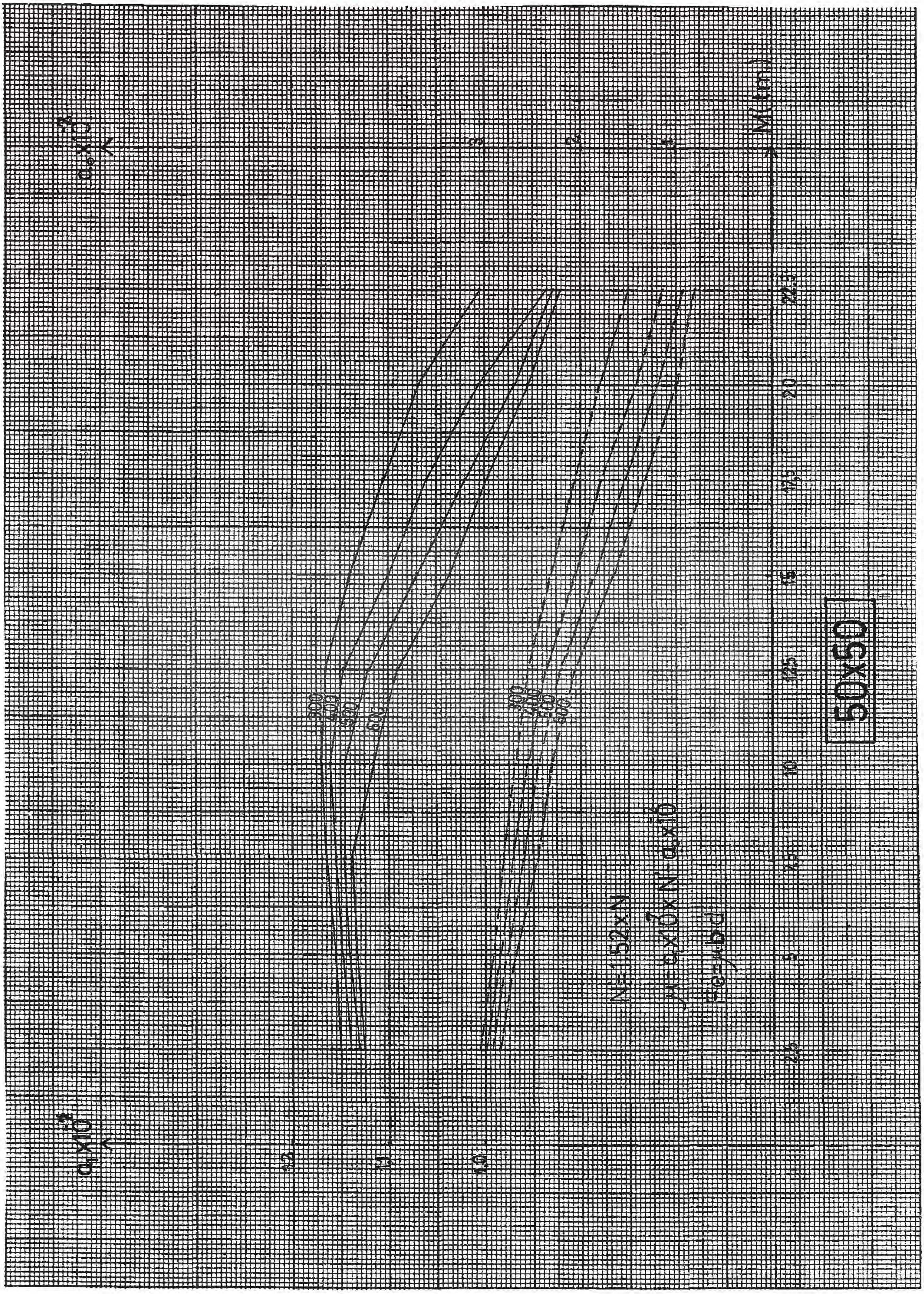


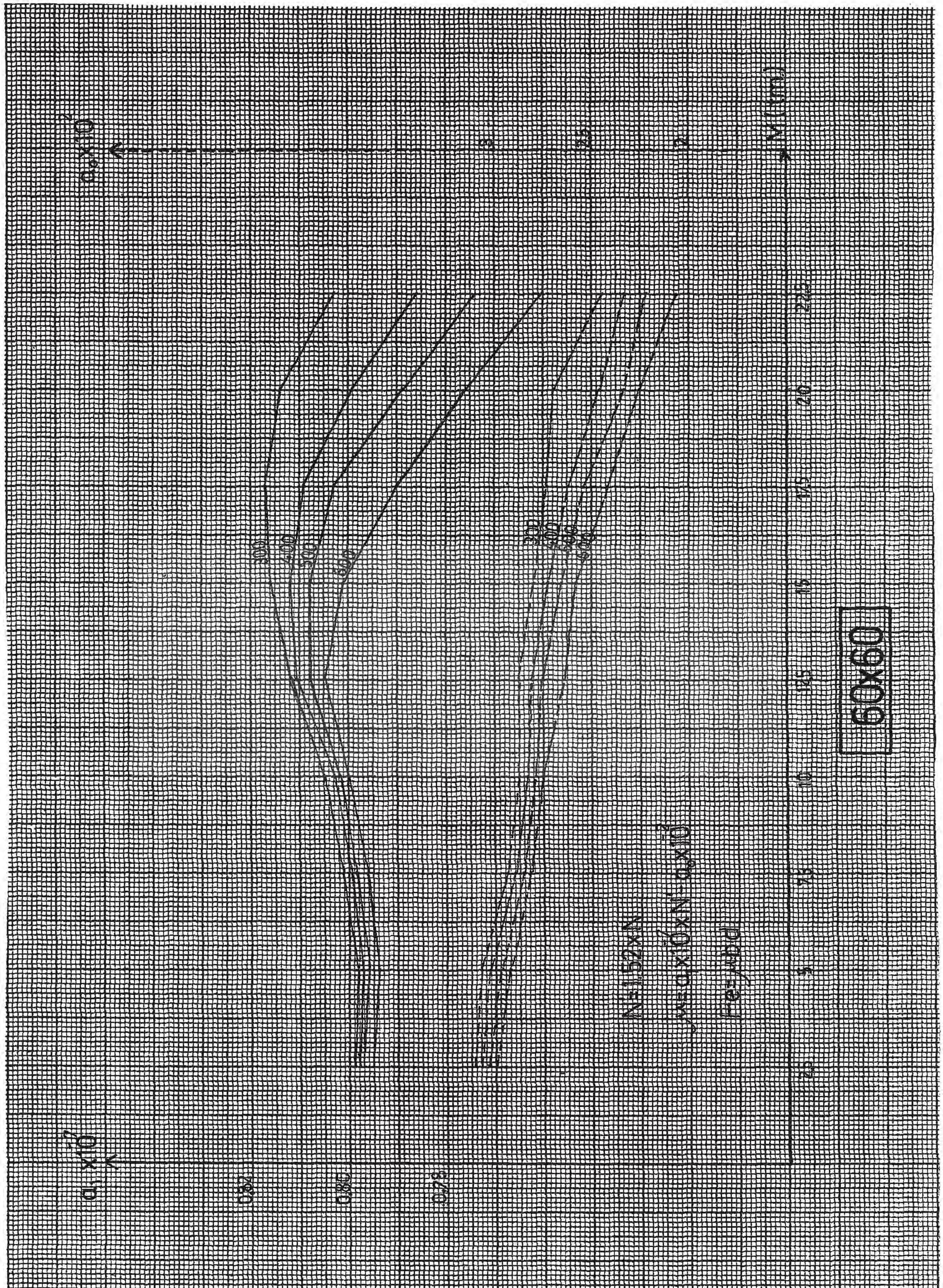
TAŞIMAGÜCÜ'NE GÖRE ABAKLARIN KULLANIM BÖLGELERİ



a₁x10²
a₂x10²
3.2
3.0
2.8
300
400
300
400
3
2
1
N'=1.52xN
μ=a₁x10²xN'-a₂x10²
Fe=μbd
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
M(tm)
30x30

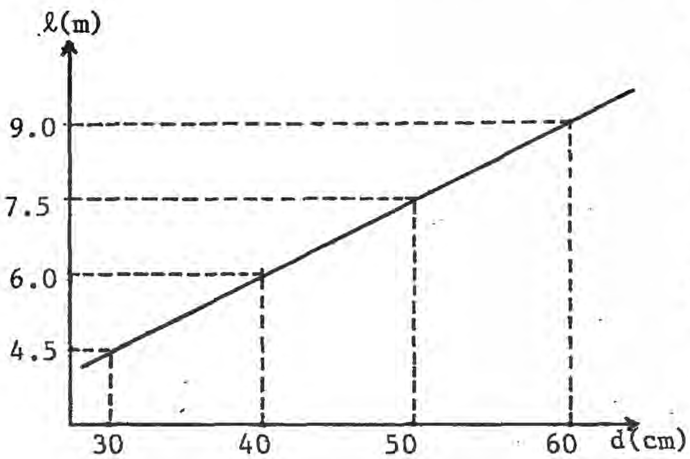

M (tm)
40X40
N'=1.52xN


50x50
M(tm)
2.5
5
7.5
10
12.5
15
17.5
20
22.5
1.0
1.1
1.2
1
2
3
300
400
500
600


60X60
M (tm)
300
400
500
600
5
10
15
20

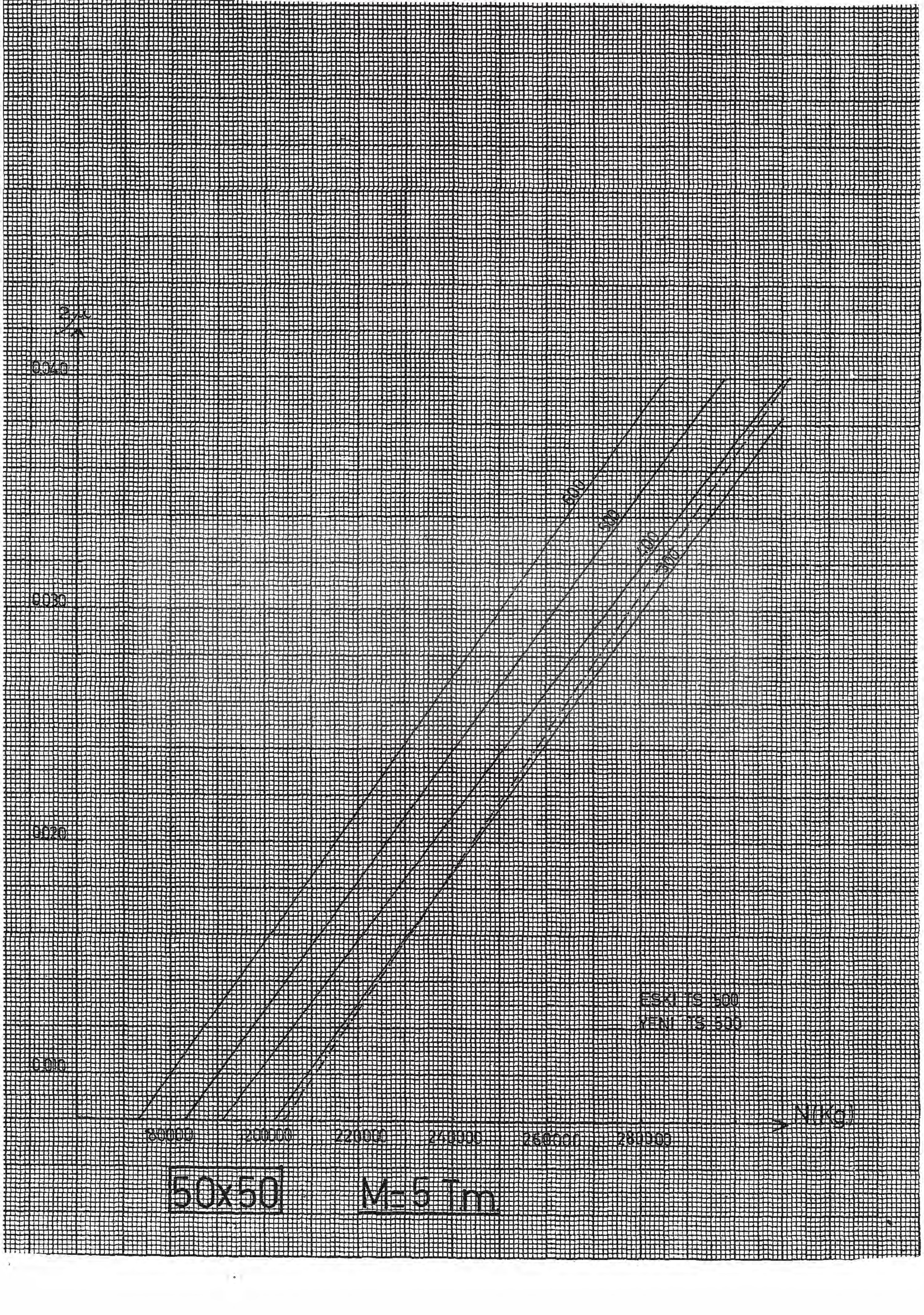
4.3. BOY DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN GRAFİKLER

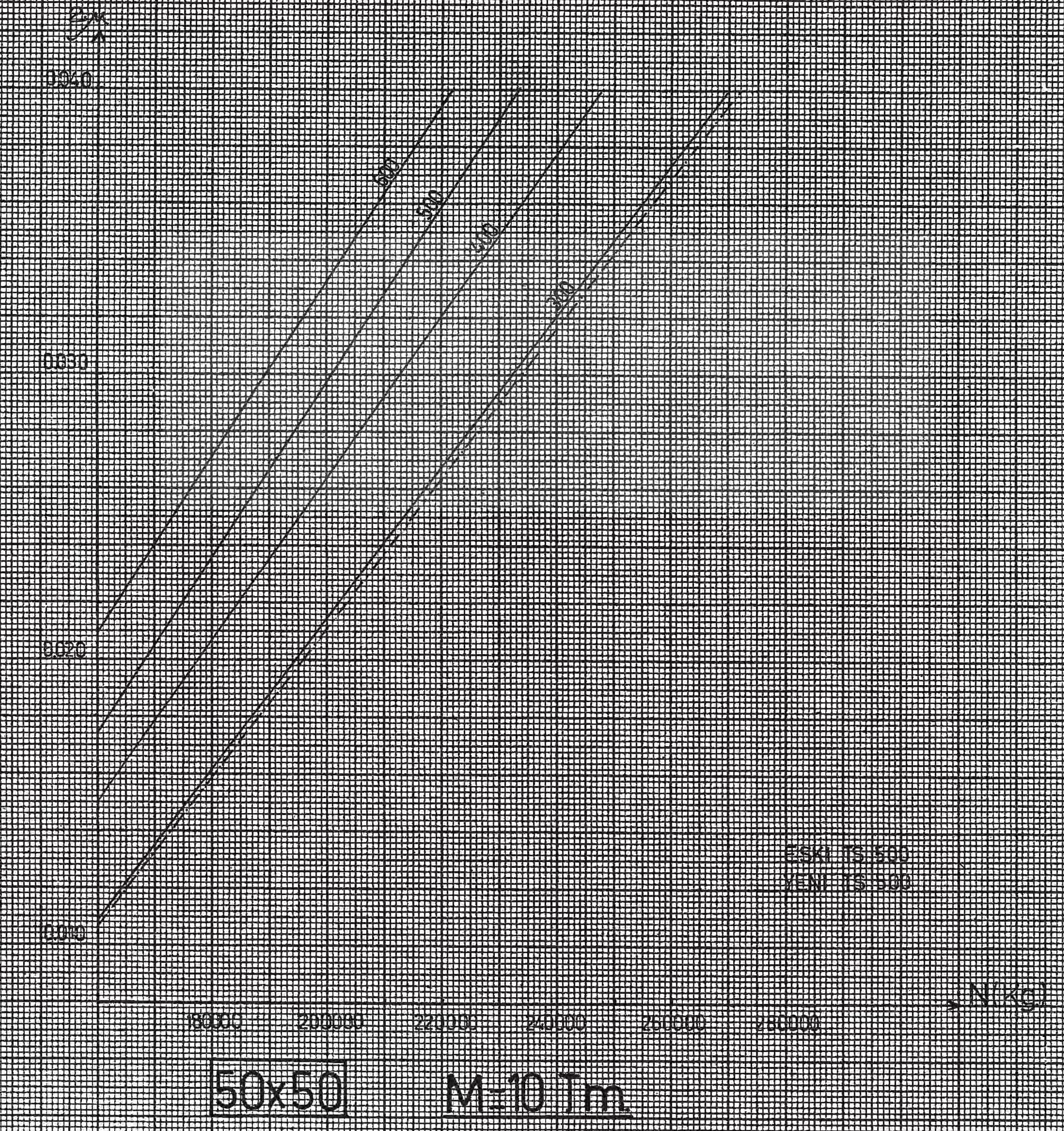
Bu kısımda betonarme hesaplarına narinlik etkisinin katılmasıyla donatı pursantajında ne gibi değişikliğin olabileceği araştırıldı. Eski TS 500'de burkulma hesapları daha önceki bölümlerde anlatıldığı gibi ω metodu ile yapılıyordu. ω metodu ile yapılan burkulma hesaplarında kesitte burkulmanın boyun çok uzun olması halinde olacağı kabul edilmekteydi. Eski TS 500'de bileşik eğilmeye maruz kolonlarda kullanılan ω_{kr} katsayıları tablosunun incelenmesi ile aşağıdaki grafik çizilmiştir. Eski TS 500'e göre burkulmanın 30x30 cm kesitli kolonda 4.50, 40x40 cm kesitli kolonda 6.00, 50x50 cm kesitli kolonda 7.50, 60x60 cm kesitli kolonda ise 9.00 metreden sonra oluştuğu kabul edilmektedir. Bu ω_{kr} tablosunda narinliğin 50 değerinde ω_{kr} sapma sayısının 1.00 olmasından bilinmektedir(13).

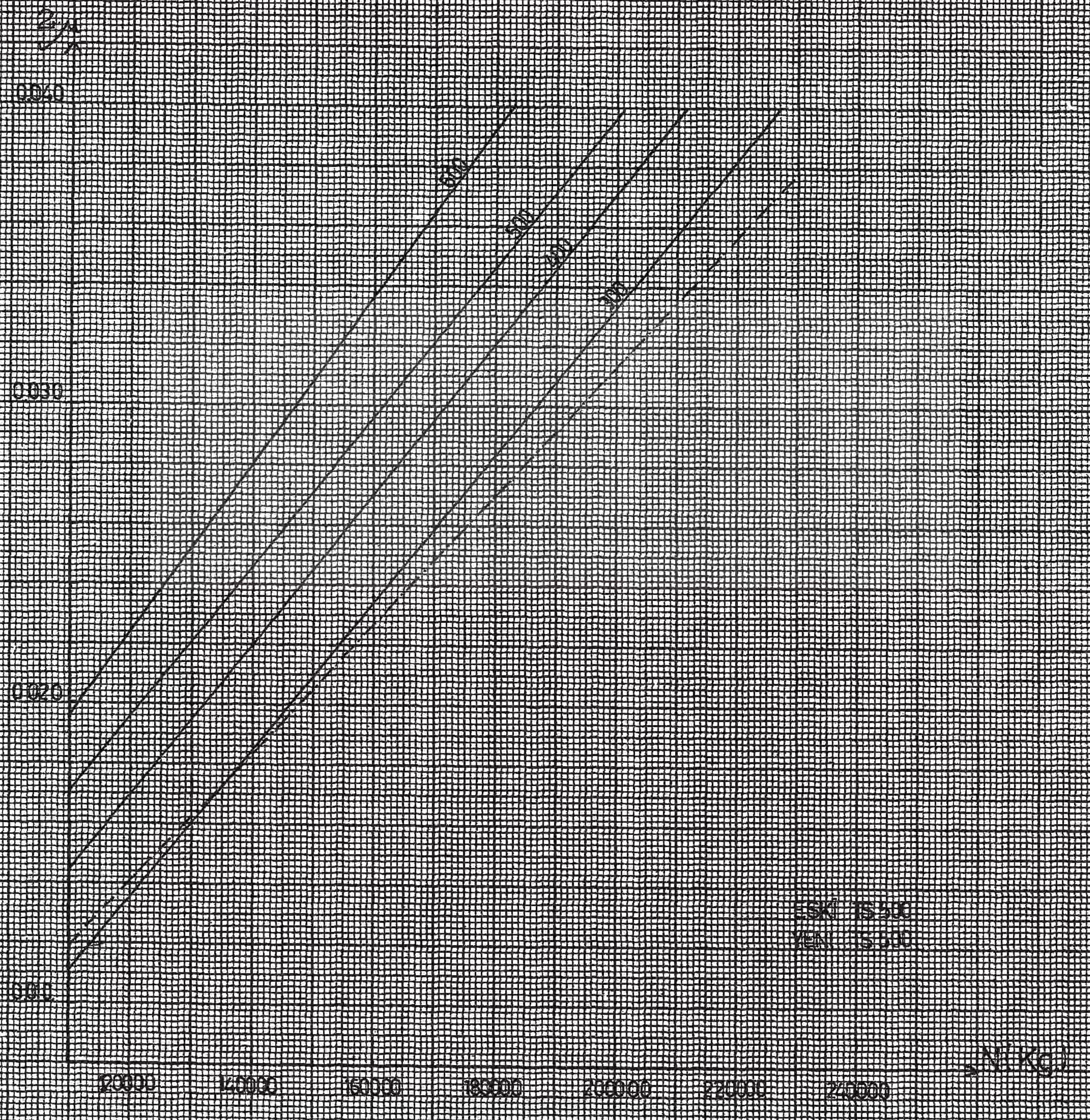


Oysa narinlik hesabı yeni TS 500'de açıklandığı gibi moment arttırma metoduyla yapılırsa kolonda burkulma daha kısa boylarda oluşur. Moment arttırma metodunda kullanılan F moment arttırma katsayısının birden farklı değerler aldığı boyların incelenmesinden bu sonuç çıkar.

50x50 kesitli bir kolonda burkulmanın eski TS 500'deki metoda göre 7.50 metreden sonra oluşabileceği yukarıda anlatılmıştı. Bu 7.50 metreden daha büyük boylarda narinlik hesabının yapılacağını belirtmektedir. Halbuki yapılan karşılaştırmalar ve çizilen grafiklerden donatı pursantajının 3.00 m' den itibaren her boy için değiştiği ortaya çıkmıştır. Eski TS 500'e göre bulunacak donatının, narinlik hesabının 3.00 m'ye göre yapılmasıyla elde edilecek donatıya eşit çıkması, eski metodun 3.00 metreden daha büyük boylarda kullanılmasının mahsurlu olduğunu ortaya koydu. Bu sonuç 50x50 cm kesitli kolonda üç farklı moment için çizilen aşağıdaki grafiklerden de görülmektedir.


0.040
0.030
0.020
0.010
600
500
400
300
ESKI TS 500
YENI TS 500
180000
200000
220000
240000
260000
280000
N(kg)
50x50
M=5 Tm


0.040
0.030
0.020
0.010
600
500
400
300
ESKI TS 500
YENI TS 500
N(kg)
180000
200000
220000
240000
260000
280000
50x50
M=10 Tm


0.040
0.030
0.020
600
500
400
300
ESKİ TS 500
YENİ TS 500
N (Kg)
120000
140000
160000
180000
200000
220000
240000

50x50 M=15 Tm.

5. BÖLÜM - ÇÖZÜLMÜŞ ÖRNEKLER

ÖRNEK 1

Yanal deplesman yapması önlenmiş, aşağıda verilen kuvvetlere maruz 5.00 m uzunluğundaki betonarme kolonun taşıma gücüne göre donatı hesabı aşağıda verilmiştir.

Veriler;

Kolon Boyutları: 40x40 cm

Malzeme: B 225, St III, $\sigma_b^* = 195$ Kg/cm^2, $\sigma_a = 4000$ kg/cm^2

Kesit Tesirleri: $N_g = 80$ t., $N_p = 40$ t., $N = 120$ t

$M_{1g} = 300$ tcm., $M_{1p} = 200$ tcm.,

$M_{2g} = 350$ tcm., $M_{2p} = 300$ tcm.,

NOT: M_{1p} ve M_{2p} ölü yükler, M_{1g} ve M_{2g} ise yalnız hareketli yüklerin oluşturduğu momentlerdir. Kolonun alt ve üst uçlarındaki kirişlerde $\Sigma j/\ell = 540$ cm^3 dür.

Çözüm;

Kesit tesirleri yük katsayıları ile çarpılarak arttırılır.

$N' = 1.4 \times 80 + 1.7 \times 40 = 180$ t.

$M_1' = 1.4 \times 300 + 1.7 \times 200 = 760$ tcm.

$M_2' = 1.4 \times 350 + 1.7 \times 300 = 1000$ tcm.

Hesaplar N' ve M_2' değerlerine göre yapılır.

$$\frac{N'}{bd\ \sigma_b^*} = \frac{180}{40x40x0,195} = 0.577$$

$$\frac{M_2'}{bd^2\sigma_b^*} = \frac{1000}{40x40^2x0,195} = 0.080$$

$h'' = 0.84xd = 0.84x40 = 33.6 \cong 34$ cm alınır.

$h''/d = 34/40 = 0.85$, (7), Abak E2-5 den.

$\mu m = 0.21$ bulunur

$$m = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{4000}{195} = 20.5$$

$$\mu = \frac{\mu m}{m} = \frac{0.21}{20.5} = 0.0102 > 0.01$$ Donatı Uygundur.

Narinlik Hesabına Geçilir.

$$Eb = 15200 \, . \sqrt{\sigma_b^*} = 15200. \sqrt{195} = 2.1x10^5 \ kg/cm^2$$

$$I_b = bd^3/12 = 40x40^3/12 = 2,13 \ x \ 10^5 \ cm^4$$

$$E_b . I_b = 2,1.10^5 \ x \ 2.13.10^5 = 4,473.10^{10} \ kg/cm^2$$

$$E_e = 2,1.10^6 \ kg/cm^2$$

$$I_e = \frac{\mu}{2} \ x \ b \ x \ d \ x \ (\frac{h''}{2})^2 \ x \ 2 = \frac{0.0102}{2} \ . \ 40.40.(\frac{34}{2})^2.2 = 4716 \ cm^4$$

$$E_e . I_e = 2.1.10^6 \ x.4716 = 0.99.10^{10} \ kg/cm^2$$

$$R_m = \frac{M_{2g}}{M_2} = \frac{350}{350+300} = 0.538$$

$$EI = \frac{E_b . I_b/5 + E_e . I_e}{(1+R_m)} = \frac{\frac{4,473.10^{10}}{5} + 0,99.10^{10}}{(1+0.538)} = 1.225.10^{10} \ kg/cm^2$$

$$I_b/\ell = 2.13.10^5/500 = 430 \ cm^3$$

$$\alpha_A = \alpha_B = \frac{\Sigma I/\ell \ (kolon)}{\Sigma I/\ell \ (kiriş)} = \frac{430}{540} = 0.8$$

Nomogramdan α_A ve α_B değerleri için $K = 0.79$ alınır.

$\ell_B = k \times \ell = 0.79 \times 500 = 395$ cm

$i = 0,3 \times d = 0,3 \times 40 = 12$ cm

$\lambda = \ell_B / i = 395/12 = 32,91 \cong 33$

$$\left(\frac{\ell_B}{i}\right)_{sınır} = 34-12 \left(\frac{M_1'}{M_2'}\right) = 34-12 \left(\frac{760}{1000}\right) \cong 25$$

$\lambda = 33 > 25$ olduğundan narinlik etkisi dikkate alınmalıdır.

$$N_K = \frac{\pi^2 EI}{\ell_B^2} = \frac{\pi^2 . 1,225 . 10^{10}}{(395)^2} = 774888,6 \text{ kg} \cong 775 \text{ kg}$$

$$Cm = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1'}{M_2'}\right) = 0.6 + 0.4 \left(\frac{760}{1000}\right) = 0.904 \quad 0.90$$

$$F = \frac{Cm}{1-\left(\frac{N'}{N_k}\right)} = \frac{0,90}{1 - \frac{180}{775}} = \frac{0,9}{0,767} = 1,17$$

$M_{mak} = F \times M_2' = 1.17 \times 1000 = 1170$ tcm.

$M' = 180$ ton

Bu değerlere göre, (7), Abak E2-5'den

$$\frac{N'}{bd\sigma_b^*} = \frac{180}{40 \times 40 \times 0,195} = 0,577$$

$$\frac{M_{mak}}{bd^2\sigma_b^*} = \frac{1170}{40 \times 40^2 \times 0,195} = 0,0937$$

$\mu m = 0,25$, buradan da $\mu = \frac{0,25}{20,5} = 0,0122$ elde edilir.

$\Sigma Fe = 0.0122 \times 40 \times 40 = 19,52 \text{ cm}^2$.

$F_{ec} = F_e' = 9.76 \text{ cm}^2$ olur.

Aynı örneği elastik hesapla yaparsak aşağıdaki gibi olur. B 225 için $\sigma_b = 90\ kg/cm^2$, $\sigma_e = 2000\ kg/cm^2$ dir.

$h' = 0.08 \times d = 0.08 \times 40 = 3{,}2\ cm \cong 3\ cm$ alınır.

$h'/d = 3/40 = 0{,}075$ olur.

$$\sigma_o = \frac{N}{bd} = \frac{120.000}{40.40} = 75\ kg/cm^2$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_o} = \frac{90}{75} = 1{,}2$$

$$e/d = \frac{M}{N.d} = \frac{650000}{120000.40} = 0.135$$

$l'/d = 0{,}08$ kabul edilip, (7), Abak E4-2 den

$\mu = 0{,}012$ bulunur.

Narinlik Hesabına Geçilir.

$$EI = \frac{E_b.I_b}{3.75}$$

$$E_b.I_b = 2{,}1x10^5 x2.13x10^5 = 4.473x10^{10}\ kg/cm^2$$

$$EI = \frac{4.473x10^{10}}{3.75} = 1.19x10^{10}\ kg/cm^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(\ell B^2)} = \frac{\pi^2 .1.19x10^{10}}{(395)^2} = 752749.36\ kg \cong 752\ ton$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\ (\frac{500}{650}) = 0.907 \cong 0.91$$

$$F = \frac{Cm}{1-1.7(\frac{N}{N_k})} = \frac{0{,}91}{1-1{,}7\ .\ \frac{120}{752}} = \frac{0{,}91}{0{,}728} = 1{,}248$$

$$M_{mak.} = F.M_2 = 1.248\ .\ 650 = 811{,}2\ tcm.$$

$$e'/d = \frac{M_{mak.}}{N.d} = \frac{811200}{120000.40} = 0.169$$

$h'/d = 0.08$, $\sigma_b/\sigma_o = 1,2$ ve $e/d = 0,169$ için (7), Abak E4-2 den

$\mu = 0.015$ bulunur. $F_{ec} = Fe' = 24$ cm^2 olur.

Bu sonuçtan verilen kesitte iki hesap metodu sonucunda (0.015 - 0.0061) = 0.0089 kadar pursantaj, 14,24 cm^2 kadar da donatı fazlalığı çıkmıştır.

Yine aynı problemi (15)'de verilen boyutlandırma diyagramlarına göre çözersek;

$b/d = 40/40$ cm, $\ell_B = k x \ell = 395$ cm idi.

Tablodan bu 250 ile B St 42/50'e göre hesap yapalım.

$N = 120$ ton
$M = 650$ tcm olur.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{650}{120} = 5,4 \text{ cm olur.}$$

(15), Sayfa 64'deki tablodan;

$k = 1,54$ Enterpolesyonla hesaplanır.

$M_{bem} = M.k = 650.1,54 = 1000$ tcm
$N_{b,em} = N.k = 120.1,54 \cong 185$ ton
(15), sayfa 24'deki grafikten
Pursantaj % 3,99 bulunur.

$$\Sigma Fe = \frac{3,99}{100} . 40 . 40 = 63.84 \text{ cm}^2 \text{ bulunur.}$$

Aynı problem tezde hazırlanan grafiklerle çözülürse:

a) Elastik Metod ile;

$N = 120$ ton., $M = 650$ tcm., $\ell = 500$ m

$a_1.10^{-7} = 2.65.10^{-7}$ $\mu = a_n x10^{-7} xN - a_o x10^{-2}$

$a_o.10^{-2} = 1.60.10^{-2}$ $\mu = 2,65x10^{-7}x120000-1,60.10^{-2}$

$\mu = 0,0158$

$\Sigma Fe = 2\mu bd = 2x0,0158x40x40 = 50,56 \rightarrow Fe' = Feç = 25,28$ cm^2

olur.

b) Taşıma Gücü Metodu ile;

$N' = 180$ ton , $M = 650$ tcm, $\ell = 500$ m.

$a_1.10^{-7} = 1,69.10^{-8}$ $\mu = a_1 x10^{-7} xN' - a_o x10^{-2}$

$a_o.10^{-2} = 1,85.10^{-2}$ $\mu = 1,69x10^{-7}x180000-1,85x10^{-2}$

$\mu = 0,0119 \approx 0.012$

$\Sigma Fe = \mu bd = 0,012x40x40 = 19,2$ cm^2. $Feç = Fe' = 9.6$ cm^2

olur.

Ornek 1
****

a) Tasima Gucune Gore Hesap
===========================

KESIT B= 40 D= 40
==================

B 225 St III
=============

```
Burkulma Boyu    l   = 3.95   m
Moment           M   = 6.5    tm
Normal Kuvvet    N   = 120    t
Pursantaj        p   = 0.006
Donati           Fel= 10.353cm^2
```

b) Elastik Hesap
================

KESIT B= 40 D= 40
=================

B 225 St III
=============

```
Burkulma Boyu    l   = 3.95   m
Moment           M   = 6.5    tm
Normal Kuvvet    N   = 120    t
Pursantaj        p   = 0.015
Donati           Fel= 24.137cm^2
```

ÖRNEK 2

Yanal deplesman yapması önlenmemiş, aşağıda verilen kuvvetlere maruz 4.00 m uzunluğundaki betonarme kolonun verilen malzeme sınıflarına göre donatısının hesabı taşıma gücüne göre aşağıda verilmiştir.

Veriler:

Kolon Boyutları : 60x60 cm

Malzeme : B 300, St III, $\sigma_b^* = 240\ kg/cm^2$,

$\sigma_a = 4000\ kg/cm^2$

Kesit Tesirleri : $N_g = 180$ ton , $N_p = 180$ ton

$M_{1g} = 250$ tcm , $M_{1p} = 750$ tcm.

$M_{2g} = 500$ tcm , $M_{2p} = 1000$ tcm.

Not: M_{1g} ve M_{2g} hareketli, M_{np} ve M_{2p} ölü yüklerden oluşan momentlerdir. Kolon üst noktasındaki relatif rijitlik $\alpha_A = 2,0$ ve alt düğüm noktasındaki relatif rijitlik $\alpha_B = 3,0$ dür. Kolonlara gelen toplam yük Nd = 3000 tondur.

ÇÖZÜM:

Kesit tesirleriyük katsayıları ile çarpılarak arttırılır.

$$N' = 1,4 \times 180 + 1.7 \times 180 = 558 \text{ ton}$$

$$M_1' = 1,4 \times 250 + 1,7 + 750 = 1625 \text{ tcm.}$$

$$M_2' = 1,4 \times 500 + 1,7 + 1000 = 2400 \text{ tcm.}$$

$$\frac{N'}{b.d.\sigma_b^*} = \frac{2400}{60.60^2.0,240} = 0,046$$

$$\frac{M_2'}{b.d^2.\sigma_b^*} = \frac{2400}{60.60^2.0,240} = 0,046$$

$h'' = 54$ cm., $h''/d = 54/60 = 0{,}9$, (7), Abak E2-6 dan

$\mu m = 0{,}17$ bulunur.

$$m = \frac{\sigma_a}{\sigma_b^*} = \frac{4000}{240} = 16{,}66$$

$$\mu = \frac{\mu_m}{m} = \frac{0{,}17}{16{,}66} = 0{,}0102 > 0{,}01$$ .Donatı Uygundur.

Narinlik Hesabına Geçilir:

$$E_b = 15200\ \sqrt{\sigma_b^*} = 15200\ .\ \sqrt{240} = 2{,}35 \times 10^5\ kg/cm^2$$

$$I_b = bd^3/12 = 60.60^3/12 = 10{,}8 \times 10^5\ cm^4$$

$$E_b.I_b = 2{,}35 \times 10^5 \times 10{,}8 \times 10^5 = 25{,}38 \times 10^{10}$$

$$E_e = 2{,}1.10^6\ kg/cm^2$$

$$I_e = \frac{\mu}{2} \times b \times d \times \left(\frac{h''}{2}\right)^2 \times 2 = \frac{0.0102}{2} . 60.60.\left(\frac{54}{2}\right)^2.2 = 26768.\ cm^4$$

$$E_e.I_e = 2{,}1.10^6 x26768 = 5{,}62.10^{10}\ kg.cm^2$$

$$R_m = \frac{M_{2g}}{M_2} = \frac{500}{1500} = 0{,}333$$

$$EI = \frac{\frac{E_b I_b}{5} + E_e I_e}{(1+Rm)} = \frac{\frac{25{,}38.10^{10}}{5} + 5{,}62.10^{10}}{(1+0{,}333)} = 8{,}024x10^{10}$$

Nomogramdan $\alpha_A = 2{,}0$ ve $\alpha_B = 3{,}0$ için $k=1{,}7$ bulunur.

$$\ell B = k x \ell = 1{,}7x400 = 560\ cm$$

$$i = 0{,}3xd = 0{,}3 \times 60 = 18\ cm$$

$$\lambda = \ell B/i = 560/18 = 31$$

$\lambda = 31 > 22$ Narinlik etkisi dikkate alınmalıdır.

$$N_k = \frac{\pi^2 . EI}{(\ell_B)^2} = \frac{\pi^2 . 8,024x10^{10}}{(560)^2} = 2.525303 \text{ kg} \cong 2500 \text{ Ton}$$

Cm = 1 (Yanal deplesman önlenmemiştir)

$$F = \frac{Cm}{1-(\frac{\Sigma N_d}{\Sigma N_k})} = \frac{1.00}{1 - \frac{3000}{50000}} = 1,06$$

(ΣN_k = 50000 Ton alınmıştır).

$M_{maks.}$ = 1,06 x 2400 = 2553 tcm.

M' = 558 ton.

$$\frac{N'}{b.d.\sigma_b^*} = \frac{558}{60.60.0,240} = 0,645$$

$$\frac{M_{maks.}}{b.d^2.\sigma_b^*} = \frac{2553}{60.60^2.0,240} = 0,0492$$

Abak.E2,6 dan ; μm = 0,2 bulunur.

$$\mu = \frac{0,20}{16,66} = 0,012 \text{ bulunur.}$$

ΣFe = 0,012 x 60 x 60 = 43,2 cm^2 → Feç = Fe' = 21,6 cm^2.

Aynı problem elastik metod ile çözülürse;

σ_o = 110 kg/cm^2 , σ_e = 2200 kg/cm^2

h' = 3 cm , h'/d = 3/60 = 0,05 olur.

$$e/d = M/N.d = \frac{1500000}{360000.60} = 0,069 < 0,25 \text{ (küçük eksantrisite var.)}$$

$$\sigma_o = \frac{N}{b.d} = \frac{360000}{60.60} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b/\sigma_o = \frac{110}{100} = 1.1$$

$$e/d = M/N.d = \frac{1500000}{360000.60} = 0,069$$

$h'/d = 0.05$, (7) , Abak (E4.1)'den $\mu = 0.007$ bulunur,

Narinlik Hesabı yapılır.

$$EI = \frac{E_b.I_b}{3.75} = \frac{25.38x10^{10}}{3.75} = 6,768x10^{10}$$

$$N_k = \frac{\pi^2.EI}{(\ell_B)^2} = \frac{\pi^2.6,768x10^{10}}{(560)^2} = 2130017 \text{ kg} \cong 2130 \text{ Ton}$$

$$F = \frac{Cm}{1-1,7(\frac{N}{N_k})} = \frac{1}{1-1,7(\frac{3000}{50000})} = 1,11$$

$$M_{maks.} = FxM_2 = 1,11 \text{ x } 1500 = 1665 \text{ tcm.}$$

$$e'/d = \frac{M_{maks.}}{N.d} = \frac{1665000}{360000.60} = 0,077$$

$h'/d = 0.05$, $\sigma_b/\sigma_o = 1,1$, $e'/d = 0,077$ için

abak (E4-1)'den (7)

$\mu = 0.0075$ bulunur. Feç = Fe' = 0.0075 x 60 x 60 = 27 cm^2 olur.

Bu sonuca göre iki hesap sonucunda (0.015-0.012 = 0.003) kadar pursantaj, (27-21.6 = 5,4 cm^2) donatı fazlalığı çıkmıştır.

Aynı problemi tezde hazırladığımız grafiklerle çözelim:

a) Elastik Çözüm:

$M = 15$ tm

$N = 360$ ton

$b/d = 60/60$ cm

$\ell = 400$ cm

$\mu = a_1 x 10^{-7} xN - a_o x 10^{-2}$

$\mu = 0{,}975 x 10^{-7} x 360000 - 2.05 x 10^{-2}$

$\mu = 0.0146$

$Feç = Fe' = 0.0146 x 60 x 60 = 52.56$

b) Taşıma Gücü ile Çözüm

$\mu = a_1 x 10^{-7} xN' - a_o x 10^{-2}$

$\mu = 0{,}81 x 10^{-7} x 558000 - 2{,}70 x 10^{-2}$

$\mu = 0.0181$

$Feç = Fe' = 0.009 x 60 x 60 = 32{,}4\ cm^2$.

Ornek 2
****

a) Tasima Gucune Gore Hesap
===========================

KESIT B= 60 D= 60
==================

B 300 St III
=============

```
Burkulma Boyu   l   = 5.6   m
Moment          M   = 15    tm
Normal Kuvvet   N   = 360    t
Pursantaj       p   = 0.006
Donati          Fe1= 20.511cm^2
```

b) Elastik Hesap
================

KESIT B= 60 D= 60
==================

B 300 St III
=============

```
Burkulma Boyu   l   = 5.6   m
Moment          M   = 15    tm
Normal Kuvvet   N   = 360    t
Pursantaj       p   = 0.008
Donati          Fe1= 30.278cm^2
```

ÖRNEK 3

Narinlik etkisinin DIN 1045'de verilen ilave moment metoduyla dikkate alınarak aşağıdaki kesit tesirlerine ve malzeme özelliklerine sahip betonarme kolonun kesit donatısı hesabı. Kolon burkulma boyu ℓ_B = 3,95 m'dir.

Malzeme : B 225 , St III
Kesit Tesirleri: N = 120 ton , M = 650 tcm.
Kolon Boyutu : b/d = 40/40 cm.

ÇÖZÜM:

$N' = 1,4x80+1,7x40 = 180$ ton
$M' = 1,4x350+1,7x300 = 1000$ tcm.

$$e = \frac{M'}{N'} = \frac{1000}{180} = 5,55 \text{ cm.}$$

$e/d = 5,55/40 = 0,138$

$0 \leq e/d = 0,14 \leq 0,3$

Buna göre ilave Eksantrisite

$i = d/\sqrt{12} = 0,289.40 = 11,56$ cm
$\lambda = 395/11,56 = 34,17 \approx 34$

$\lambda = 34 \approx 22$ Narinlik etkisi dikkate alınmalıdır.

$$f = d\,\frac{\lambda-20}{100}\,\sqrt{0,1+e/d} \geq 0 \text{ olmalıdır.}$$

$$f = 40\,.\,\frac{34-20}{100}\,\sqrt{0,1+0,17} = 2,909 \approx 2,91 \text{ cm}$$

İlave Moment:

$\Delta M = N.f = 152.2,91 = 442,32$ tcm.

Kesit hesabına esas olan sonuç kesit tesirleri

mak.N = 152 ton

mak.M = 1000 + 443 = 1443 tcm.

$$\frac{N}{bd\sigma_b^*} = \frac{180}{40x40x0,195} = 0,577$$

$$\frac{M}{bd^2\sigma_b^*} = \frac{1443}{40x40^2x0,195} = 0,115$$

h" = 34 cm, h"/d = 34/40 = 0.85 , (7), Abak E2-5 den

$\mu m = 0,30$ bulunur.

m = 20,5 idi. $\mu = \frac{0,30}{20,5} = 0,0146$

$\Sigma Fe = 0.0146 \times 40 \times 40 = 23,36\ cm^2$. $Fe' = Feç = 11,68\ cm^2$

Bu sonuç narinlik etkisini dikkate alabilmek için uygulanan moment arttırma metodunun, ilave moment metodundan daha ekonomik sonuçlar verdiğini gösterir.

S O N U Ç

Tezin önceki bölümlerinde yapılan karşılaştırmalardan elde edilen neticeler şunlardır:

1- Betonarme kolonlarda burkulmanın olamayacağı farzedilir ve narinlik etkisi hesaplarda dikkate alınmazdı. Oysa yeni TS 500 hem elastik, hem taşımagücü ile yapılan betonarme kolon hesaplarında narinlik hesabının yapılmasını zorunlu kılmıştır. Elastik metodla yapılan hesapta narinlik etkisinin dikkate alınmasıyla donatı pursantajında yaklaşık 0,005 civarında artış meydana getirmiştir. Kare kesitli ve simetrik donatılı bir kolonda kesitin bir tarafına konacak donatı pursantajı olan bu değer kesitin tamamında 0,01 lik bir donatı pursantajı fazlalığı yaratacaktır. Kolonlarda toplam pursantajın Afet Yönetmeliğince 0,01 ile 0,035 arasında değiştiği kabul edildiğinden narinlik etkisi ile minimum pursantajlı bir kolonda % 100, maksimum pursantajlı bir kolonda ise % 28 oranında donatı artışı olmaktadır(15).

2- Taşımagücüne göre yapılan hesaplarda narinlik etkisini dikkate alarak bulunan donatının elastik metoda göre daha az olduğu görüldü. Karşılaştırmalarda elastik hesaba göre 0,013 kadar donatı pursantajı azalması olduğu görüldü. Bu azalma miktarı kesit boyutlarına göre değişmektedir. Kesit boyutu büyüdükçe bu değer düşmektedir.

Bu sonuç bize taşımagücü ile hesap yapmanın daha ekonomik olacağını gösterdi. Ancak taşımagücünde hesaba katılan malzeme özelliklerinin tatbikatta hesapta kullanılan değerleri taşıdığı kabul edilir. Bu ise herzaman sağlanmayabilir. Ancak istenilen kalitede malzeme sağlanabilmesi halinde taşımagücüne göre donatı seçilmesi daha ekonomik olmaktadır.

3- Narin kolonların hesabında yeni TS 500 de moment tesirlerine daha fazla önem verilmiştir. Eski TS 500'e göre hesap yapıldığında kolon kesitleri için 40x40 da 6.00, 50x50 de 7.50, 60x60 da 9.00 metreden sonra burkulmanın meydana geldiği kabul edilmektedir. Yeni TS 500 deki metoda göre ise burkulma boyları çok daha kısa mesafeden başlamaktadır. 50x50 lik kesit için 4.00 metreden sonraki değerler için artış göstermektedir. Bu sonuç daha önce çizilen grafiklerden elde edilmiştir. Eski metodlarda genel olarak büyük kesitlerin burkulma vermediği kabul edilmesine rağmen şimdi burkulma boyu kavramının her kesitte olabileceği ortaya konmuştur. 50x50 için yapılan karşılaştırma ile burkulma boyları arasında 4.00/7.50= 0.53 oranı bulunduğu tesbit edildi. Bu burkulma boyunun 0.53 kadar indiğini göstermektedir. Yeni şartnameye göre her kesit ve boyda burkulma olabileceği gözönünde tutulmalı ve hesaplar buna göre yapılmalıdır.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

1- ÖZBEK,T., "Mukavemet", İ.T.Ü. Müh.Mim.Fak., İstanbul, 1978.

2- HARTOG,J.P.Den, "İleri Mukavemet", Çeviren: İZMİRLİ,O., İ.T.Ü. İstanbul, 1969.

3- POPOV,E.P., "Mukavemet", Çeviren: DEMİRAY,H. Çağlayan Kitabevi, İstanbul, 1976.

4- İNAN,M., "Cisimlerin Mukavemeti", Doyuran Matbaası, İstanbul, 1981.

5- TIMOSHENKO,S., "Cisimlerin Mukavemeti", Çevirenler: İNAN, M., SÖNMEZ,F., Cihan Matbaası, İstanbul, 1972.

6- ÇETMELİ,E., "Alman Betonarme Şartnamesi", Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1981.

7- ERSOY,U., ATIMTAY,E., "Betonarme: Temel İlkeler ve Hesap Yöntemleri", Tisa Matbaası, Ankara, 1975.

8- AKA,İ., KESKİNEL,F., ARDA,T.S., "Betonarmeye Giriş", Üçer Matbaacılık, İstanbul, 1970.

9- ERSOY,U., TANKUT,T., ATIMTAY,E., "Kiriş ve Kolonların Taşıma Gücü Hesabı", İ.M.O. Ankara Şubesi Yayınleri, 1979/2, Ankara.

10- ÖZIŞIK,G., "Betonarme: Yapı El Kitabı", Birsen Yayınevi, İstanbul, 1982.

11- ÖZIŞIK,G., "Betonarme El Kitabı", İnşaat Mühendisleri Odası Yayını, Çağdaş Basımevi, Ankara.

12- BOLL,K., STÖBER,K., "Normlaştırılmış Donatılı Kadınların Boyutlandırma Diyagramları", Türkçesi: ÖZIŞIK,G., Arpaz Matbaacılık.

13- "TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1975.

14- "TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1981.

15- "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik". İmar ve İskan Bakanlığı, D.A.E.B., Ankara, 1975.