

GİRİŞ

Uygulamada tekrar tekrar çözmeye zorunluluğunda kaldığımız kolon problemleri için, her defasında ilkel kuramsal kavramlara başvurarak sonuca ulaşmak gereksiz zaman harcamaktır. Halbuki kalkınma zorunda olan ülkemizin teknik adamlarının değerli zamanlarını, mühendislik açısından daha önemli olan karar verme, olayına ayırması giderek gerekmektedir.

Eldeki abaklar ve tablolar ise birçok ara hesaba, atlama ve gerilme kontrolünü, fazla enterpolasyon ve iterasyonu gerektirdiğinden pratik olmaktan uzaktır. Başka bir açıdan bakıldığında ise, uygulayıcının tablo ve formüllerin ne gibi kabulere dayandığını, hangi düşünce ilkelerinden oluşturulduğunu somut bir biçimde bilmesi gerekmektedir. Kısacası, mühendise yaptığı işin ne olduğunu bilme olanağı tanınmalıdır. Mühendis, yaptığı işin fizik anlamını bilen veya bilmesi gereken kişidir. Bu nedenle, kitaba, tabloların yanısıra kuramsal irdelemeyi de koyduk.

Gelişmiş ülke mühendislerinin kullandığı dizayn tablolarının Türk hesap metod, birim ve standartlarına uygun bir şekilde düzenlenmemiş olması, bu alanda büyük bir eksiklik idi.

Her ne kadar kolonlar genellikle bir yönde daha fazla moment alıyorsa da, bunları tek yönlü momentlere maruz kolonlar olarak varsaymak doğru bir yaklaşım değildir. Bu nedenle, çift eksenli eğilmeğe maruz kolon tabloları için de çalışmalarımız devam etmektedir. Buradaki en önemli sorun, sonsuz çeşitlikteki boyut ve değerlerin, pratik halde kullanılabilen şekilde nasıl düzenlenebileceğidir.

Bu dizayn tablolarını kullanmadaki en önemli avantajlardan birisi, zaman kazanmaktan öte, kıyaslama yaparak en ekonomisini seçmedeki kolaylıktır.

Kitabın gerçekleşmesinde emeği geçen İMO Genel Sekreteri Sn. Erdinc KÖKSAL, İMO Teknik Yönetmeni Sn. Ahmet SAT ve yayımında fayda gördüğünü İnşaat Mühendisleri Odasına rapor eden Sn. Mehmet ORMANCI'ya teşekkür ederiz.

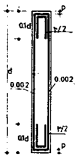
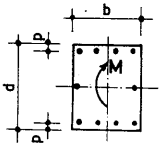
Ankara, Şubat 1977

Fuat ORNARLI
Zafer KINACI

İÇERİK

	σ_b	σ_e	p/d	Tablo no	Sayfa no
	70	1400	0.10	1	26
			0.14	2	28
	90	1400	0.10	3	30
			0.14	4	32
	90	2000	0.10	5	34
			0.14	6	36
	90	2200	0.10	7	38
			0.14	8	40
	90	2400	0.10	9	42
			0.14	10	44
	110	2200	0.10	11	46
			0.14	12	48
	110	2400	0.10	13	50
			0.14	14	52
	70	1400	0.05	15	54
			0.08	16	56
	90	1400	0.05	17	58
			0.08	18	60
	90	2000	0.05	19	62
			0.08	20	64
	90	2200	0.05	21	66
			0.08	22	68
	90	2400	0.05	23	70
			0.08	24	72
	110	2200	0.05	25	74
			0.08	26	76
	110	2400	0.05	27	78
			0.08	28	80
	70	1400	0.05	29	82
			0.10	30	84
	90	1400	0.05	31	86
			0.10	32	88
	90	2000	0.05	33	90
			0.10	34	92

σ_b	σ_e	p/d	Tablo no	Sayfa no
90	2200	0.05	35	94
		0.10	36	96
90	2400	0.05	37	98
		0.10	38	100
110	2200	0.05	39	102
		0.10	40	104
110	2400	0.05	41	106
		0.10	42	108
70	1400	0.06	43	110
		0.08	44	112
90	1400	0.06	45	114
		0.08	46	116
90	2000	0.06	47	118
		0.08	48	120
90	2200	0.06	49	122
		0.08	50	124
90	2400	0.06	51	126
		0.08	52	128
110	2200	0.06	53	130
		0.08	54	132
110	2400	0.06	55	134
		0.08	56	136
70	1400	0.0	57	138
90	1400	0.0	58	140
90	2000	0.0	59	142
90	2200	0.0	60	144
90	2400	0.0	61	146
110	2200	0.0	62	148
110	2400	0.0	63	150
70	1400	0.0	64	152
90	1400	0.0	65	154
90	2000	0.0	66	156
90	2200	0.0	67	158
90	2400	0.0	68	160
110	2200	0.0	69	162
110	2400	0.0	70	164



AÇIKLAYICI BİLGİLER

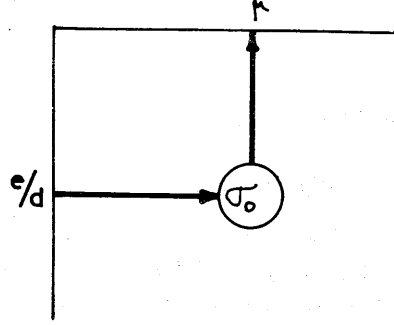
1. Tablolar, bir eksenli eğilmeğe maruz dikdörtgen kesitli kolonlar içindir.
2. Tablolar, B160/St I, B225/St I, B225/St 3 - 4, B300/St 3 - 4 ve nervürlü torçelik/B225, B300 için olup, bunun yanısıra bazı idare ve kuruluşlar için bir gereksinme olan ara değerler de verilmiştir, (σ_e : 2200 kg/cm²).
3. Deprem momentlerine maruz kolonlar için, gerilmelerin 1.33 katına göre yeni tablolar hazırlanmamıştır. Bu nedenle, itibari beton gerilmeleri 1.33'e bölünerek eldeki tablolar kullanılabilir.
4. Tablolar, dört tip demir yerleştirme durumuna göre verilmiştir.
 - a) Donatı, kolonun iki tarafında
 - b) Donatı, kenarlarda düzgün yayılı
 - c) Donatı, iki uçta dörder tane, ortada iki tane
 - d) Donatı, her kenarda dörder tane
5. Paspayları pratikte en çok kullanılan değerlere göre düzenlenmiştir.
p/d : 0.05, 0.06, 0.08, 0.10, 0.14
6. Çelik ve Beton gerilmelerini kontrole gerek yoktur.
7. Kesidin çatlayıp çatlamadığını kontrole gerek yoktur.
8. Hesap süresi bakımından, Mörsch ve E. Ouvrier tablolarında daha pratiktir.
9. Kolonlar, emniyet gerilmeleri yöntemi ile dizayn edilmiştir.
10. Donatı limitleri; deprem yönetmeliği, Bayındırlık Bakanlığı proje hazırlama esasları ve TS 500 gözönüne alınarak seçilmiştir.
11. e/d değerleri pratikte rastlanabilecek en küçük ve en büyük değerlere göre hazırlanmıştır.
0.02'den daha küçük eksantirisite olması halinde, eksenel yüke göre dizayn daha fazla donatı vereceğinden buna ait tablo kitabın başında verilmiştir.
12. Kitabın sonunda verilen perde tablolarında donatı yüzdeleri ve yerleştirme şekilleri, deprem yönetmeliğine uygun bir şekilde seçilmiştir.

TABLULARIN KULLANIMI

$$\frac{e}{d} = \frac{M}{N \cdot d}$$

$$\sigma_o = \frac{N}{b \cdot d}$$

$$F_e = \mu \cdot b \cdot d$$



Donatı konumu, beton ve çelik emniyet gerilmesi ve paspayı/d oranına göre tablo seçilir. Düşey kolondan $e/d = M/N \cdot d$ değeri bulunur. Bu sırtındaki $\sigma_o = N/b \cdot d$ değeri bulunarak, düşey hizasındaki μ değeri elde edilir. Bu değer kolon boyutları ile çarpılarak toplam demir alanı bulunur.

	σ_{bem}	σ_{eem}
B 160 St 1	70	1400
B 225 St 1	90	1400
B 225 St 3, 4	90	2000
B 225 Nervürlü Torçelik	90	2400
B 300 St 3, 4	110	2200
B 300 Nervürlü Torçelik	110	2400

$\sigma_{eem} = 2200$ çelik emniyet gerilmesi ile hesap istiyen bazı kuruluşların kullanımı için de tablolar verilmiştir.

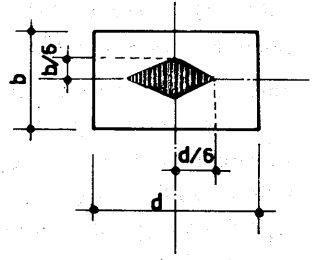
EKSANTRİK BASINCA MARUZ KOLONLARIN ANALİZİ

Eksantrik basınca maruz kolonların hesabı, beton ve çeliğin doğrusal elastik malzemeler olduğu kabul edilerek, elastisite teorisine göre yapılır. Çelik alanı, $n = E_e/E_b$ ile çarpılarak eşdeğer beton alanına dönüştürülür ve gerilmeler elastisite teorisindeki klâsik denklemle hesaplanır.

$$\sigma_b = \frac{N}{F_t} \mp \frac{M_y \cdot x}{J_t} = \frac{N}{F_t} \left\{ 1 \mp \frac{F_t \cdot e_x}{J_t} \cdot x \right\}$$

Yukarıdaki denklemde, F_t eşdeğer beton alanı ($F_b + nF_e$) ve J_t de eşdeğer beton alanını kesit ağırlık merkezine göre atalet momentidir. Yukarıdaki denklemden hesaplanan gerilmeler beton gerilmeleri olup, çelik gerilmeleri, çubuğun bulunduğu noktadaki beton gerilmelerini, $n = 15$ ile çarpılarak hesaplanır.

Mukavemet kitaplarında homojen malzemeden yapılmış kesitler için bir çekirdek alanı tarif edilir. Normal kuvvet bu alanın içine yerleştirildiği takdirde, kesitin her noktasında basınç gerilmeleri bulunmaktadır. Normal kuvvet, bu alanın dışına yerleştirildiği takdirde ise, kesidin bazı bölgeleri çekme gerilmelerine maruz kalacaktır.



Homojen malzemeden yapılmış kolonlar için saptanan ve üstteki şekilde çekirdek boyutları gösterilen bu yaklaşım, betonarme kolonlar için geçerli olmayacaktır. Betonarme kolonlarda çekirdek boyutları donatı alanına bağlı olduğundan, bu boyutların çeşitli donatı konumları ve donatı yüzdeleri için ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir.

Betonarme bir kolonun çekirdek boyutları hakkında bir fikir edinebilmek için, pratikte en çok rastlanan, yalnız iki yüzünde simetrik donatı bulunan bir kolon ele alınacaktır. Kolondaki donatı alanları 15 ile çarpılarak eşdeğer betona dönüştürüldüğü takdirde,

$$F_t = bd + 15 \mu bd \quad \mu = \frac{F_c}{bd}$$

$$J_t = \frac{1}{12} bd^3 + 15 \mu bd \left(\frac{h''}{2} \right)^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{F_t} \mp \frac{M_y \cdot x}{J_t} = \frac{N}{F_t} \left\{ 1 \mp \frac{F_t \cdot e_x}{J_t} \cdot x \right\}$$

J_t ve F_t değerleri bu denklemde yerine konular ve $\sigma_b = 0$ alınırsa, kritik eksantrite e_c bulunur.

$$e_c = \frac{\frac{1}{12} bd^3 + 15 \mu bd \left(\frac{h''}{2} \right)^2}{bd + 15 \mu bd} \cdot \frac{d}{6} \left\{ \frac{1 + \mu \left(\frac{h''}{d} \right)^2}{1 + 15 \mu} \right\}$$

Denklem incelendiğinde, parantez dışındaki terimin homojen kesitler için çıkarılan değere eşit olduğu görülür. Parantez içindeki terim ise donatı etkisini temsil etmekte olup, değeri 1.0 den büyüktür. Sınır durumunda $\mu = 0$ olunca parantez içindeki ifade 1.0 e eşit olur.

Yapılacak hesapta akla gelen ilk soru, F_t ve J_t hesaplanırken çekme bölgesindeki betonun dikkate alınıp alınmayacağıdır.

Hatırlanacağı üzere, kirişlerde çekme bölgesindeki beton alanı tamamen ihmal edilmekte idi. Eksantrik basınca maruz kolonlar için de aynı kabul yapıldığı takdirde, F_t ve J_t nin hesabında $e \leq e_c$ olduğu durumlarda, brüt beton kesiti, $e > e_c$ olduğu durumlarda ise, yalnız basınç bölgesinin dikkate alınması gerekir. Şartnameler, betonun bir miktar çekme gerilmesi alabileceğini öngörmektedirler. Türk Yapı Şartnamesinde, kesitteki en büyük çekme gerilmesi, aynı kesitteki en büyük basınç gerilmesinin % 25'ini geçmediği takdirde, kesitin çatlamamış olarak hesaplanabileceğini belirtmektedir.

$$\sigma_{bc} \leq 0.25 \sigma_b$$

Bu sınırlama, çekme bölgesi derinliğinin, toplam derinliğe oranı ile ifade edilebilir.

$$\frac{x_c}{d} = \frac{0.25 \sigma_b}{0.25 \sigma_b + \sigma_b} = 0.2$$

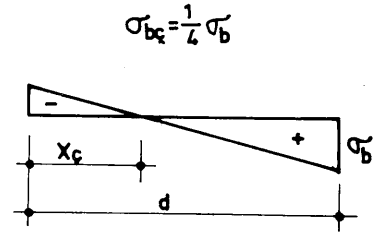
Yukarıda sözü edilen sınırlamanın eksantrisite cinsinden ifadesi de mümkündür.

$$\sigma_{bc} = -\frac{1}{4} \frac{N}{F_t} \left\{ 1 + \frac{F_t}{J_t} e_s x_2 \right\}$$

Sınır eksantrisite için çözülürse,

$$e_s = \frac{5}{3} \frac{J_t}{F_t} (2/d)$$

$$e_s = \frac{5}{3} \frac{(d/6)}{1 + 15 \mu} \left(1 + 45 \mu \left(\frac{h''}{d} \right)^2 \right)$$



Bu denklem, kritik eksantrisiteyi veren denklem ile karşılaştırıldığında, e_c ve e_s için aşağıdaki ilişki elde edilir.

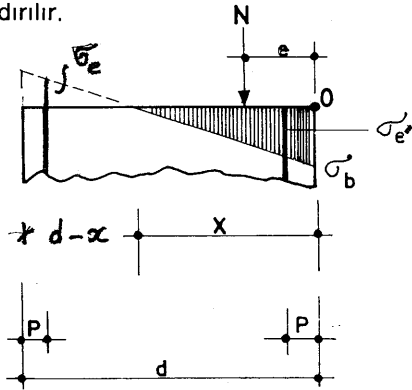
$$e_s = \frac{5}{3} e_c$$

e_c/d deki değişim, çeşitli μ ve h''/d değerleri için incelenmiş ve düşük donatı yüzdeleri için $e_c/d = 0.19$, büyük donatı yüzdeleri için de 0.24 alın-

ması önerilir. Bu değerler 5/3 ile çarpıldığı takdirde, $\sigma_{b\zeta} = 0.25 \sigma_b$ şartını sağlayacak eksantrisite elde edilir.

$\mu = 0.01$ için	$e_\zeta = 0.32 d$
$\mu = 0.02$ »	$e_\zeta = 0.34 d$
$\mu = 0.03$ »	$e_\zeta = 0.37 d$
$\mu = 0.04$ »	$e_\zeta = 0.40 d$

Hesaplanan eksantrisite, $e < e_s$ ise, kesit çatlamamış kabul edilir. Şartname ve kitaplarda bu durum «Küçük Eksantrisite» olarak tanımlanır. $e > e_s$ olduğu zaman, kesit çatlamış kabul edilerek, F_t ve J_t hesaplarında çekme bölgesindeki beton dikkate alınmaz. Bu durum «Büyük Eksantrisite olarak adlandırılır.



$$\frac{\sigma_e}{(d-x)-p} = \frac{n \sigma_b}{x}$$

$$\frac{\sigma_e'}{x-p} = \frac{n \sigma_b}{x}$$

$\Sigma F_y = 0$ şartından;

$$N + \frac{Fe}{2} \cdot \sigma_e - \frac{Fe}{2} \cdot \sigma_e' - \frac{bx}{2} \sigma_b = 0$$

$$N + \frac{Fe}{2} \frac{n \sigma_b}{x} (d-x-p) - \frac{Fe}{2} \frac{n \sigma_b}{x} (x-p) - \frac{bx}{2} \sigma_b = 0$$

$$N + n \cdot Fe \frac{d}{2} \frac{\sigma_b}{x} - n Fe \sigma_b \frac{bx}{2} = 0$$

$\Sigma M_o = 0$ şartından

$$N \cdot e + \frac{Fe}{2} \sigma_e (d-p) - \frac{Fe}{2} \sigma_e' p - \frac{bx^2}{6} \sigma_b = 0$$

$$N \cdot e + \frac{Fe}{2} \frac{n \sigma_b}{x} (d-x-p) (d-p) - \frac{Fe}{2} \frac{n \sigma_b}{x} (x-p) p - \frac{bx^2}{6} \sigma_b = 0$$

$$N \cdot e + \frac{n Fe}{2} [d^2 - 2pd + 2p^2] \frac{\sigma_b}{x} - \frac{n Fe}{2} \cdot d - \frac{bx^2}{6} \sigma_b = 0$$

Donatı yüzdesi, beton ve çelik emniyet gerilmeleri ile eksantrisitesi verilen bir kesitin taşıyacağı yükü bulmak için yukarıda verilen iki denklemden yararlanılmıştır.

Bu denklemlerde önce $\hat{\sigma}_b = \hat{\sigma}_{b,em}$ kabul edilip x ve N değerleri bulunur. Sonra çelik gerilmesinin emniyet sınırını aşıp aşmadığı kontrol edilir. Eğer çelik gerilmesi, emniyet gerilmesinin altında ise; N , kesitin taşıyabileceği yüküdür. Eğer çelik gerilmesi, emniyet gerilmesini aşmışsa N , $\hat{\sigma}_{b,em}/\hat{\sigma}_e$ oranında azaltılarak kesitin taşıyacağı yük bulunur. Yukarıdaki denklemler, kolonun iki kenarında donatı bulunması haline göredir. Diğer çeşitler içinde yöntem aynıdır.

1) KOLONLAR İÇİN

MÖRSCH ve E. OUVRIER TABLOLARI İLE KARŞILAŞTIRMALI ÖRNEKLER

ÖRNEK 1 Betonarme İnşaat Hesapları : ULUG, ODABAŞI (s.: 20) Mörsch abakları ile çözüm :

$$N = 65 \text{ ton}$$

$$M_x = 4.85 \text{ tm}$$

boyut 30/40, B160/St 1

$$e = \frac{40}{2} - 4 = 16 \text{ cm} \quad \varepsilon = \frac{e}{d} = \frac{16}{40} = 0.4$$

$$\sigma_{bem} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{65000}{30 \times 40} = 54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{bem}}{\sigma_o} = \frac{70}{54} = 1.3$$

$$\gamma = \frac{M_x}{N \cdot d} = \frac{4.85}{65 \times 0.4} = 0.187 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = \mu' = 0.015 \\ \text{Tablo 15} \end{array} \right.$$

$$Fe = Fe' = 0.015 \times 30 \times 40 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Toplam demir alanı} = 2 \times 18 = 36 \text{ cm}^2$$

Bu el kitabı ile çözüm :

$$p/d = 4/40 = 0.10$$

B 160 ve St 1 için TABLO 1

$$e = \frac{M}{N \cdot d} = \frac{485}{65 \times 40} = 0.19$$

$$\sigma_o = \frac{N}{b \cdot d} = \frac{65000}{30 \times 40} = 54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma \mu = 0.03, \text{ Fe} + \text{Fe}' = 0.03 \times 30 \times 40 = 36 \text{ cm}^2$$

ÖRNEK 2 Betonarme İnşaat Hesapları. ULUĞ, ODABAŞI (s: 24)

Mörsch abakları ile çözüm :

$$N = 52 \text{ ton}$$

$$M_x = 11.5 \text{ tm}$$

boyut 40/50 B 160/st 1

$$e = \frac{50}{2} - 4 = 21 \text{ cm} \quad \frac{e}{d} = \frac{21}{50} = 0.4$$

$$\sigma_{bem} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{M}{N \times d} = \frac{1150}{52 \times 50} = 0.442$$

$$\frac{h'}{h} = \frac{4}{46} = 0.087$$

$$M_e = M + N \times d = 11.5 + 0.21 \times 52 = 22.4 \text{ tm}$$

$$M_e' = M - N \times d = 11.5 - 10.9 = 0.6 \text{ tm}$$

$$\rho = \frac{M_e}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{22.4}{700 \times 0.4 \times 0.46^2} = 0.38$$

$$\rho' = \frac{M_e'}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{0.6}{59.25} = 0.0$$

$$\mu = \mu = 0.09 \quad m = 6 \quad \sigma_e = 70 \times 6 = 420 < 1400$$

$$Fe = Fe' = 40 \times 50 \times 0.09 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Toplam demir alanı} = 36 \text{ cm}^2$$

Bu el kitabı ile çözüm :

$$p/d = 5/50 = 0.10 \quad \text{Tablo 1}$$

$$\epsilon = \frac{M}{N \cdot d} = \frac{1150}{50 \times 40} = 0.442$$

$$\sigma_o = \frac{N}{b \cdot d} = \frac{52000}{40 \times 50} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma\mu = 0.020$$

$$Fe + Fe' = 0.020 \times 50 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$$

ÖRNEK 3 İki Eksenlik Eğilmeğe Maruz Kolonların Hesabı, E. Ouvrier s : 103

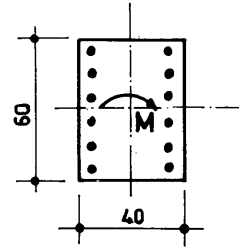
$$N = 116.8 \text{ ton}$$

$$M_y = 18.5 \text{ ton}$$

B 300/St 3

$$\sigma_o = \frac{N}{b \times d} = \frac{166800}{60 \times 40} = 69.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_x = \frac{M_y}{N \times b} = \frac{1850}{166.8 \times 40} = 0.277$$

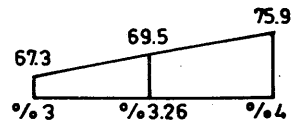


Nokta 84

Çarpan 1.1

$$\% 3 \text{ için } \sigma_o = 1.1 \times 61.2 = 67.3$$

$$\% 4 \text{ için } \sigma_o = 1.1 \times 69 = 75.9$$



2.2

$$Fe = 3 + \frac{2.2}{8.6} = \% 3.26$$

$$\text{Toplam demir alanı} : \% 3.26 \times 40 \times 60 = 78.24 \text{ cm}^2$$

Bu el kitabı ile çözüm :

$$p/d = 4/40 = 0.1$$

TABLO 11

$$\varepsilon_x = \frac{M_y}{N \times b} = \frac{1850}{166.8 \times 40} = 0.277$$

$$\bar{\sigma}_o = \frac{N}{b \times d} = \frac{166800}{60 \times 40} = 69.5$$

$$\Sigma\mu = 0.031$$

$$\text{Toplam demir alanı : } 0.031 \times 30 \times 40 = 74.4 \text{ cm}^2$$

ÖRNEK 4 İki Eksenli Eğilmeye Maruz Kolonların Hesabı, E. Ouvrier s : 106.

$$N = 3.18 \text{ ton}$$

$$M = 6.68 \text{ tm}$$

B 225/St 3 - b

$$\sigma_o = \frac{N}{b \times d} = \frac{3180}{35 \times 40} = 2.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_x}{N \times d} = \frac{668}{3.18 \times 40} = 5.25$$

596 ve 603 noktaları arasında

Çarpan 0.9

Nokta	% 1		% 2	
	σ_b	σ_e	σ_b	σ_e
596	2.56	3390	3.63	2510
603	2.13	3436	3.03	2550

% 1 için,

$$\sigma_o = 1.92 \times 0.25 + 2.3 \times 0.75 = 2.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 3093 \times 0.25 + 3051 \times 0.75 = 3061 \text{ kg/cm}^2$$

% 2 için,

$$\sigma_c = 2.73 \times 0.25 + 3.27 \times 20.75 = 3.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 2295 \times 0.25 + 2259 \times 0.75 = 2268 \text{ kg/cm}^2$$

Çelik gerilmeleri 2400 kg/cm^2 yi aştığından,

% 1 için,

$$\sigma_{bi} = 2.21 \times 2400/3061 = 1.73$$

$$\sigma_b = 90 \times 2400/3061 = 70.7$$

% 2 için,

$$\sigma_{bi} = 3.13 \times 2400/2268 = 3.31$$

$$\sigma_b = 90 \times 2400/2268 = 95.2$$

$$\mu = \% 1 + \frac{2.27 - 1.73}{3.31 - 1.73} = \% 1.34$$

$$\sigma_b = 70.6 + \% 0.34 (95.2 - 70.6) = 79/\text{cm}^2 < 90$$

$$\text{Toplam demir alanı : } \% 1.34 \times 35 \times 40 = 18.8 \text{ cm}^2$$

Bu el kitabı ile çözüm :

$$p/d = 3/40 = 0.08 \quad \text{TABLO 51}$$

$$\varepsilon = \frac{M_x}{N \times d} = \frac{668}{3.18 \times 40} = 5.25$$

$$\sigma_o = \frac{N}{b \times d} = \frac{3180}{30 \times 40} = 2.27$$

$$\Sigma\mu = 0.0129 \quad \text{Toplam demir alanı : } \% 1.35 \times 35 \times 40 = 18.1 \text{ cm}^2$$

ÖRNEK 5 (Tablo 18)

Deprem momenti = 10 tm

Eksenel yük = 52 ton

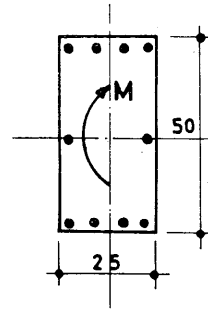
B 225/St 1

$$p/d = 4/50 = 0.08$$

Kolon boyutu : 25/50

$$\frac{M}{N \cdot d} = \frac{e}{d} = \frac{10}{52 \times 0.5} = 0.38$$

$$\sigma_o = \frac{52000}{25 \times 50} = 41.6 \text{ kg/cm}^2$$



Deprem sırasında gerilmeler % 33 arttırılacağından, bakacağımız σ_o değeri $41.6/1.33 = 31.3 \text{ kg/cm}^2$ olacaktır.

$$\mu = 0.014$$

$$F_e = 14 \text{ cm} \quad 10 \text{ } \varnothing 14$$

2) PERDELER İÇİN ÖRNEKLER

ÖRNEK 1 $b/d = 25/600$ $b = 0,25 \text{ m}$

$$N = 146 \text{ ton}$$

$$d = 6 \text{ m}$$

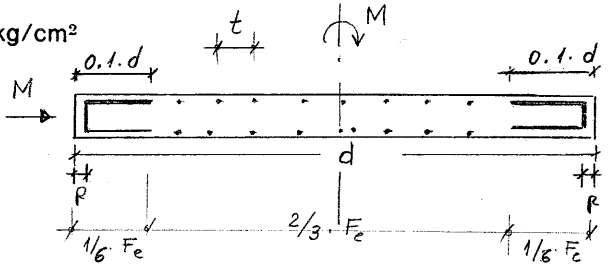
$$M = 830 \text{ tm (Depremden dolayı)}$$

Malzeme : B 225/St I

$$\sigma_{\text{beton}} = 90 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{\text{cem}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{146000}{25 \times 600} = 9.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1}{d} = e/d = \frac{830}{146 \times 6} = 0.95$$



Depremden dolayı gerilmeler % 33 arttırıldığından; σ_o , 1.33'e bölünerek tabloya girilecektir.

$$\sigma_o = 9.73/1.33 = 7.32$$

Tablo 58, $\mu = 0.0126$

$$F_e = 25 \times 600 \times 0.0126 = 189 \text{ cm}^2$$

Her yüzde 95 cm^2

Seçilen donatı şekline göre, donatı eşit olarak yayılacaktır, perdenin iki ucundaki (% 10 d) lik bölgesinde donatı aralığı yarıya indirilecektir. Bu durumda her uçta donatının 1/6 sı, ortadaki % 80 d'lik bölgede donatının 2/3'ü bulunacaktır.

$$\text{Uçlarda donatı : } \frac{95}{6} = 15.83 \text{ cm}^2. \quad 15.83 \text{ cm}^2, \quad 6 \text{ m'nin } \% 10\text{'u olan } 60 \text{ cm}$$

$$\text{lik bu bölgeye yayılacağından, } F_e = \frac{15.83}{0.6} = 26.38 \text{ cm}^2/\text{m uçlarda, her yüzde } \varnothing 16/7.5$$

$$\text{ortada donatı : } \frac{2}{3} \times 95 = 63.3 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ m'nin } \% 80\text{'i olan } 4.8 \text{ m.'lik}$$

bu bölgede yayılacağından;

$$Fe = \frac{83.3}{4.8} = 13.19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{ortada her yüzde } \emptyset 16/15$$

ÖRNEK 2

$$b/d = 20/800$$

$$N = 500 \text{ ton}$$

$$M = 1800 \text{ tm (depremden dolayı)}$$

Malzeme: B 300/St 3 torçelik

$$\sigma_{s1} = 110 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{s2} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_0 = \frac{300000}{10 \times 800} = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$e/d = \frac{1800}{300 \times 8} = 0.75$$

Deprem yüklemesi olduğundan,

$$\sigma_s = \frac{18.75}{1.33} = 14.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tablo 63: } \mu = 0.0092$$

$$Fe = 147.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Her yüzde Fe} = \frac{147.2}{2} = 73.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{uçlarda } \frac{73.6}{6} = 12.3$$

$$\frac{12.3}{8.00 \times 0.1} = 15.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 14/10$$

$$\text{ortada } 73.2 \times \frac{2}{3} = 49.1 \text{ cm}^2$$

$$\frac{49.1}{8.00 \times 0.8} = 7.67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 14/20$$

ÖRNEK 3

$$b/d = 20/500$$

$$N = 160 \text{ ton}$$

$$M = 700 \text{ tm (depremden dolayı)}$$

Malzeme : B 160/St 1

$$\sigma_{\text{ben}} = 70 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{\text{cem}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{160\,000}{20 \times 500} = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$e/d = \frac{700}{160 \times 5.0} = 0.875$$

Tabloya, $\sigma_o = 16.0/1.33 = 16.0/1.33 = 12.03$ deęerinden girilir.

$$\text{Tablo 64. } \mu = 0.0053$$

$$Fe = 0.0053 \times 20 \times 500 = 53 \text{ cm}^2$$

Tablo 64'den Tablo 70'e kadar perdenin her iki ucuna ilave donatı hali verilmiştir. Perdenin her iki yüzünde yayılı olarak sabit 0.002 oranında donatı vardır.

$$\text{Yayılı donatı} = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 10/20$$

$$\text{Her uçtaki donatı} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}^2 \quad 14 \emptyset 16$$

Perdenin her yüzüne $\emptyset 10/20$ yayılı donatı konulduktan sonra, her uçtaki 0.1 d'lik bölgelere 14 $\emptyset 16$ ilave edilecektir.

ÖRNEK 4

$$b/d = 25/600$$

$$N = 100 \text{ ton}$$

$$M = 1600 \text{ tm}$$

Malzeme : B 225/St I

$$\sigma_{\text{ben}} = 90 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{\text{cem}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{100\,000}{25 \times 600} = 6.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Depremden dolayı } \sigma_0 = \frac{6.67}{1.33} = 5.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$e/d = \frac{1600}{100 \times 6} = 2.67$$

a) İlk önce donatının eşit yayılı ve uçlarda donatı aralığının yarıya indiği kesit seçilecektir.

Tablo 58 : $\mu = 0.0364$

$$F_e = 0.0364 \times 600 = 546 \text{ cm}^2$$

Her yüzde donatı = 273 cm²

$$\text{ortada donatı} = \frac{2 \times 273}{3} = 182 \text{ cm}^2$$

$$\frac{182}{4.8} = 37,9 \text{ cm}^2/\text{m } \emptyset 24/12$$

uçlarda donatı : $\emptyset 24/6$

Toplam $F_e = 546 \text{ cm}^2$

b) Aynı perde, donatının uçlarda yoğunlaşması haline göre çözümlerse,

Tablo 60 : $\mu = 0.0155$

$$F_e = 0.0155 \times 25 \times 600 = 232 \text{ cm}^2$$

$$\text{Her uçta } \frac{232}{2} = 116 \text{ cm}^2 \quad 27 \emptyset 24$$

yayılı donatı = $25 \times 100 \times 0.002 = 0.002 = 5 \text{ cm}^2 \emptyset 10/15.5$

Toplam = 292 cm²

Sonuç : Görüldüğü gibi, moment büyüdükçe uçlarda donatı hali düzgün yayılı donatı haline göre daha ekonomiktir.

Basit basınçta σ_b^* beton ve σ_e^* çelik hesap gerilmeleri

Beton Türü	σ_b^* (kg/cm ²)	σ_e^* (kg/cm ²)			
		B Ç I	B Ç II	B Ç III	B Ç IV
B 160	48	880	—	—	—
B 225	72	960	1360	1480	1600
B 300	96	960	1360	1480	1600

TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları'nda belirtilen esaslara göre düzenlenmiştir.

Basit etriyeli kolonlarda σ_1 (kg/cm²) itibarı gerilmeleri

h_k/b	μ	B.Ç.I			B.Ç.II		B.Ç.III		B.Ç.IV	
		B.160	B.225	B.300	B.225	B.300	B.225	B.300	B.225	B.300
5	.0050	52.4	76.8	100.8	78.8	102.8	79.4	103.4	80.0	104.0
	.0056	52.9	77.4	101.4	79.6	103.6	80.3	104.3	81.0	105.0
	.0062	53.5	78.0	102.0	80.4	104.4	81.2	105.2	81.9	105.9
	.0068	54.0	78.5	102.5	81.2	105.2	82.1	106.1	82.9	106.9
	.0074	54.5	79.1	103.1	82.1	106.1	83.0	107.0	83.8	107.8
her değ. için	.0080	55.0	79.7	103.7	82.9	106.9	83.8	107.8	84.8	108.8
	.010	56.8	81.6	105.6	85.6	109.6	86.8	110.8	88.0	112.0
	.012	58.6	83.5	107.5	88.3	112.3	89.8	113.8	91.2	115.2
	.014	60.3	85.4	109.4	91.0	115.0	92.7	116.7	94.4	118.4
	.016	62.1	87.4	111.4	93.8	117.8	95.7	119.7	97.6	121.6
	.018	63.8	89.3	113.3	96.5	120.5	98.6	122.6	100.8	124.8
	.020	65.6	91.2	115.2	99.2	123.2	101.6	125.6	104.0	128.0
	.025	70.0	96.0	120.0	106.0	130.0	109.0	133.0	112.0	136.0
	.030	74.4	100.8	124.8	112.8	136.8	116.4	140.4	120.0	144.0
	.040	—	110.4	134.4	124.4	140.4	131.2	155.2	136.0	160.0
	.050	—	120.0	144.0	140.0	164.0	146.0	170.0	152.0	176.0
	.060	—	129.6	153.6	153.6	177.6	160.8	184.8	168.0	192.0

TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları'nda belirtilen esaslara göre düzenlenmiştir.

ÖRNEK

N : 91.2 ton

b = 25 cm

d = 40 cm

B 225, St 1

91 200

$$\sigma_1 = \frac{91200}{40 \times 25} = 91.2$$

$\mu = 0.02$

$F_e = 20 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ } \emptyset 18$

