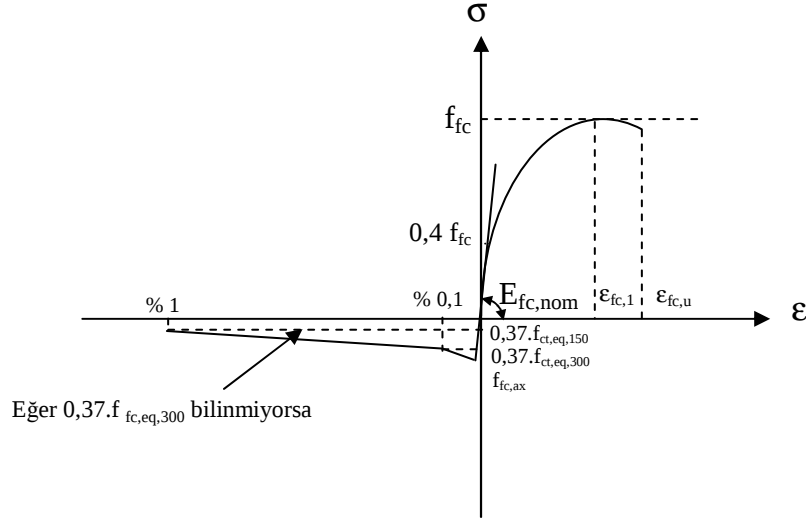


3.8 ÇATLAK GENİŞLİĞİNE ÇELİK TELLERİN ETKİSİ

Çelik tel donatılı betonun basınç dayanımının hesaplanmasında, betonarmedeki gibi aynı dayanım ve şekil değiştirme karakteristikleri kullanılmaktadır. Çekme bölgesinde şekil değiştirme %1 ile sınırlandırılmıştır. Çekme bölgesinde, Şekil 3.78’de gösterilen dayanım ve şekil değiştirme karakteristikleri kullanılmaktadır.

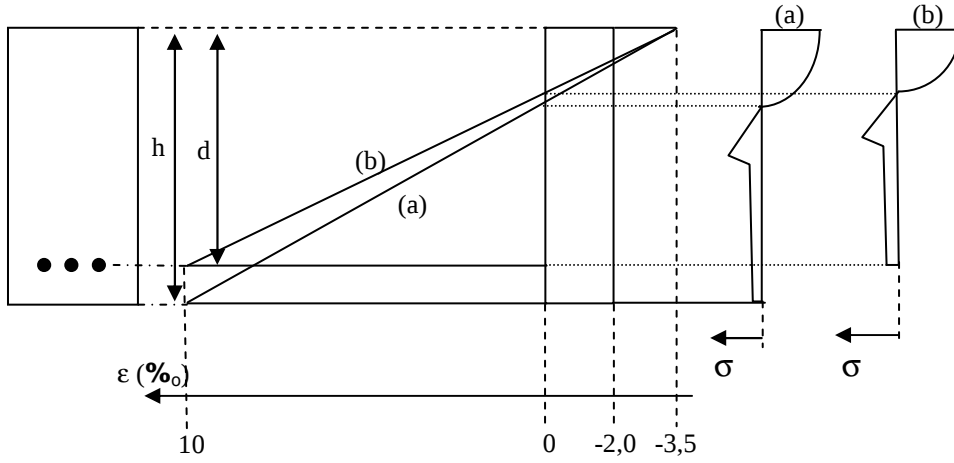


Şekil 3.78 Gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

Eğer $f_{ct,eq,300}$ bilinmiyorsa, $f_{ct,eq,300}$ $f_{ct,eq,150}$ 'ye eşit alınabilir.
 $f_{ct,eq,300}$: eşdeğer eğilme çekme dayanımı

Eğilme hesabı

Çekme bölgesindeki şekil değiştirme Şekil 3.79’da gösterildiği gibi % 1 ile sınırlandırılmıştır. İlave çelik donatıya sahip çelik tel donatılı betonda ise, şekil değiştirme normal donatı seviyesinde %1 ile sınırlandırılmıştır. Eğilme durumunda, ilk çatlağa kadar, hesaplamada betonun eğilme dayanımı kullanılır. İlk çatlaktan sonra plastik mafsall oluşur. Bu noktada, Şekil 3.79’da görüldüğü gibi gerilme azalır. Kuvvetlerin yeniden dağılımlarına bağlı olarak, yeni bir mafsall oluşuncaya kadar elemanın diğer kısımlarında gerilmeler artar.



Şekil 3.79 Şekil 3.78’den türetilen çelik tel donatılı betonda gerilmeler; a) çelik tel donatılı beton b) çelik tel donatılı beton + normal betonarme donatısı

Kayma hesabı

Burada gösterilen hesaplama geleneksel normal çelik donatı veya hasır donatı da içeren kiriş ve plaklara uygulanmaktadır. Bunlar öngerilmeli elemanlara da uygulanır.

Kayma donatısı içeren bir kesitin kayma dayanımı aşağıdaki formülle verilmektedir:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad (3.138)$$

burada, V_{cd} , V_{fd} ve V_{wd} sırasıyla betonun, çelik tel kayma donatısının, düşey ve/veya eğik kayma donatısının katkısıdır. V_{cd} , EC2 (Ek3)’e göre hesaplandığı gibi V_{Rd1} ’e eşittir.

Çelik tel donatının katkısı aşağıdaki formülle verilmektedir.

$$V_{fd} = k_f \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.139)$$

burada

k_f : Tablalı kesitlerde tablanın katkısını gözönüne almak için kullanılan bir çarpandır.

$$k_f = 1 + n \cdot (h_f / b_w) \cdot h_f / d \text{ ve } k_f \leq 1,5 \quad (3.140)$$

burada, h_f ve b_f sırasıyla tablanın derinliği ve genişliği, b_w ise kirişin gövde genişliğidir.

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f}, \quad n \leq 3 \text{ ve } n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f} \quad (3.141)$$

τ_{fd} : çelik tellere bağlı olarak kayma dayanımındaki artışın tasarım değeri.

Kancalı uçlu çelik teller için, τ_{fd} aşağıdaki formülle hesaplanabilir:

$$\tau_{fd} = 0,54 \cdot f_{ctk,ax} \cdot R_t / \gamma_c \quad (3.142)$$

burada $\gamma_c = 1,5$

ve

$$R_t = \frac{1,1 \cdot W_f \cdot \lambda_f}{180 \cdot C + W_f \cdot \lambda_f} \quad (3.143)$$

burada; $C = 20$

λ_f = çelik tel uzunluğunun (ℓ_f) çelik tel çapına (d_f) oranı
 W_f = çelik tel içeriği (kg/m^3)

Çelik tel üreticisinin klavuzuna göre, kayma dayanımının en az %50'si çelik tel donatı ve/veya düşey etriyelerin katkısıyla karşılanmalıdır [3].

Eğer kayma donatısı olarak sadece çelik teller kullanılıyor ise, çelik tellerin katkısı en azından donatısız betonun kayma dayanımının hesaplanan değeri kadar olmalıdır. Çelik tellerin katkısı olarak 1,2'lik bir güvenlik marjı ile bu durum aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$0,54 \cdot R_f \cdot k_f \cdot f_{ctk,ax} / 1,2 \geq 1,2 \cdot 0,25 \cdot f_{ctk,ax} / 1,5 \quad (3.144)$$

$R_t \geq 0,44 / k_f$ ve $W_f \geq 30 \text{ kg/m}^3$

$$W_{f \min} = \frac{3600 \cdot R_t}{\lambda_f (1,1 - R_t)} \quad (3.145)$$

Farklı kancalı uçlu teller için W_f 'nin minimum değerleri Tablo 3.38'de verilmektedir [3].

Tablo 3.38 Kancalı uçlu çelik teller için W_f 'in minimum değerleri

k_f	1	1,1	1,15	$\geq 1,2$
$R_{t,min}$	0,44	0,40	0,38	$\geq 0,37$
50/0,50	30	30	30	30
60/0,80	32	30	30	30
60/1,00	40	34	32	30
30/0,50	40	34	32	30

3.8.1 Minimum Donatı

Kontrollü çatlak oluşumunu elde etmek için minimum donatının hesabı EC2’de önerilmektedir (Madde 4.4.2.2):

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (3.146)$$

burada

A_s : Çekme bölgesindeki donatının alanı,

A_{ct} : Çekme bölgesindeki betonun alanı. İlk çatlak oluşmadan hemen önce, çekme kuvveti etkisinde kaldığı hesaplanan kısım kesitin çekme bölgesidir.

σ_s : İlk çatlak oluşuktan hemen sonra donatıda izin verilen maksimum gerilme. Bu, donatının akma dayanımına (f_{yk}) eşit alınabilir. Bununla birlikte en düşük değerin, çatlak genişliği sınırlarını sağlaması gerekir.

$f_{ct,ef}$: İlk çatlağın oluşmaya başlaması beklenen zamanda betonun etkin çekme dayanımı. Bu, birçok durumda ortam koşullarına bağlı olarak dökümü izleyen 3-5 gün içinde olabilir. $f_{ct,ef}$ ’nin değerleri çatlamanın beklendiği sırada dayanım sınıfının alınmasıyla $f_{ctm,ax} = 0,3f_{ctk}^{2/3}$ denkleminde elde edilebilir. 28 günden daha az olan bir sürede çatlama zamanının güvenle saptanmaması durumunda 3 N/mm²’lik bir minimum çekme dayanımının alınması önerilmektedir.

k_c : Çatlamadan hemen önce gerilme dağılımını hesaba katmak için kullanılan bir katsayı. Mevcut gerilme dağılımı, yükleme ve kısıtlanmış şekil değiştirme etkilerinin kombinezonundan ileri gelmektedir.

$k_c = 1$ (tek eksenli çekme için)

$k_c = 0,4$ (eğilme için)

k : Üniform olmayan gerilmelerin etkisi için izin verilen bir katsayı. Bir ilk yaklaşım olarak, değer 0,8 alınabilir.

Çelik tel donatılı beton için, formül aşağıdaki gibi yazılır:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot (f_{ct,ef} - 0,37 f_{ctm,eq,ef}) A_{ct} / \sigma_s \quad (3.147)$$

burada $f_{ctm,eq,ef}$ çatlak oluşması beklenen bir moment değerinde çelik tel donatılı betonun ortalama eşdeğer eğilme dayanımıdır. Bununla birlikte, formül çatlağın oluşmasından sonra betonun geri kalan çekme dayanımını hesaba katar.

3.8.2 Çatlak Genişliği için Hesap

Normal betonarmede, aşağıdaki formül kullanılmaktadır:

$$W_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} \quad (3.148)$$

burada, W_k : Çatlak genişliğinin tasarım değeri, s_{rm} : En son çatlak aralıklarının ortalama değeri, ϵ_{sm} : Çekme direnci, rötire vb. etkiler için uygun yük kombinezonları altında izin verilen ortalama şekil değiştirme, ve β : Ortalama çatlak genişliğini tasarım değerine bağlayan bir katsayıdır.

- β 'nın değeri

Kesit derinliğinin 800 mm'yi aşması durumunda bir minimum boyuttaki kesitlerde kısıtlanmış çatlama ve yük nedeniyle oluşan çatlama için $\beta = 1,7$. 300 mm veya altındaki derinlik, kalınlık, veya genişlik (hangisi daha az ise), bir minimum derinlikteki kesitlerde kısıtlanmış rötire için $\beta=1,3$. Ara kesit boyutlarının değerleri enterpole edilebilir.

- ϵ_{sm} aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilir:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right\} \quad (3.149)$$

burada,

σ_s : çatlama kesit esasına dayanarak çekme donatısında hesaplanan gerilme,

σ_{sr} : İlk çatlamanın neden olduğu yükleme koşullarında çatlama kesit esasına dayanarak çekme donatısında hesaplanan gerilme,

β_1 : Çelik çubukların aderans özelliklerini hesaba katan bir katsayı;

Aderansı yüksek çubuklar için (nervürlü çubuklar) $\beta_1 = 1,0$.

Düz çubuklar için $\beta_1 = 0,5$.

β_2 : Yüklemenin veya tekrarlı yüklemenin süresini hesaba katan bir katsayı

$\beta_2 = 1,0$ kısa süreli yükleme için

$\beta_2 = 0,5$ sabit bir yük veya tekrarlı yüklemenin çok sayıdaki çevrimleri için

Sadece bünyesel zorlanmış şekildeğiştirmelere maruz elemanlar için, σ_s , σ_{sr} 'ye eşit alınabilir.

- Esas olarak eğilme veya çekme etkisindeki elemanların ortalama nihai çatlak aralığı aşağıdaki denklemle hesaplanabilir.

$$S_m = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \quad (3.150)$$

burada

ϕ : mm olarak donatı çapı. Kesitte farklı donatı çaplarının birarada kullanılması durumunda, ortalama bir çap da kullanılabilir.

k_1 : çubukların aderans özelliklerini hesaba katan bir katsayıdır; yüksek aderansa sahip çubuklar için $k_1 = 0,8$ ve aderansı düşük düz çubuklar için 1,6.

k_2 : şekildeğiştirmenin formunu hesaba katan bir katsayıdır. Eğilme için $k_2 = 0,5$ ve tek eksenli çekme için $k_2 = 1,0$ dir.

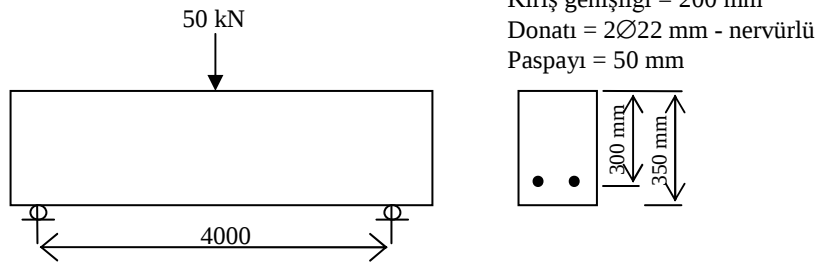
ρ_r : etkin donatı oranı ($A_s / A_{c,eff}$), burada A_s etkin çekme alanı ($A_{c,eff}$) içinde kalan donatının alanıdır.

Etkin çekme alanı, genel olarak kesitin çekme yüzeyinden donatının merkezine uzaklığının 2,5 katına eşit olan çekme donatısını saran betonun alanıdır.

Çelik tel donatılı beton için aynı formül kullanılır, ancak σ_s ve σ_{sr} çatlak oluşumundan sonraki betonun çekme dayanımını dikkate alınarak hesaplanır. Çatlamış kesit tarafından taşınabilen çekme kuvveti, ilk çatlak oluştuğunda donatı tarafından karşılanabilen çekme kuvvetinden büyük ise σ_{sr} sıfır alınır. Çatlak oluşuktan sonraki beton çekme dayanımı $0,37.f_{ct,eq,300}$ olarak alınır.

ÖRNEK - Çelik tel içeren ve içermeyen donatılı bir kirişte çatlak genişliğinin hesaplanması

Şekil 3.80'deki boyutlara sahip bir kiriş için çatlak genişliği aşağıdaki örnekteki gibi hesaplanmaktadır. Kiriş açıklığının ortasından 50 kN'luk bir yük uygulanmakta olup, beton sınıfı C 35/45 dir.



Şekil 3.80. Üç noktalı eğilme deney düzeneği

Çelik tel donatı içermeyen kiriş için çatlak genişliği

Denklem 3.148'e göre $W_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm}$. $\beta = 1,7$ (bu değer yükleme nedeniyle oluşan çatlaklar içindir ve çelik tel içeren ve içermeyen elemanlar için bu sabit değer aynıdır).

$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \varnothing / \rho_r$ (çelik tel içeren ve içermeyen betonlarda aynı sabit değer) $k_1 = 0,8$ (aderansı iyi donatılar için), $k_2 = 0,5$ (eğilme), $\varnothing = 22$ mm

$$\rho_r = \frac{760}{200 \cdot (2,5 \cdot 50)} = 0,030 \quad (2\varnothing 22 \text{ alanı} = 760 \text{ mm}^2)$$

$$s_{rm} = 123 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left\{ 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right\}$$

P = 50 kN iken M eğilme momenti

$$M = \frac{P\ell}{4} = 50 \text{ kNm olur.}$$

Çatlamış bir kesit için donatıdaki gerilme yaklaşık olarak;

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{50 \cdot 10^6}{760 \cdot 0,9 \cdot 300} = 244 \text{ N/mm}^2 \quad (d : \text{ faydalı yükseklik} = 300 \text{ mm})$$

İlk çatlak oluşurken yük altındaki çatlamış kesitin donatısındaki gerilme, çatlama sırasında betondaki çekme gerilmesinden elde edilir. C 35/45 betonu için $f_{ctm,fl}$, 5,3 N/mm². Kirişteki moment $f_{ctm,fl} \cdot W$ dir. ($W = \text{Mukavemet momenti}$) $(5,3 \cdot 200 \cdot 350^2) / 6 = 21,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$

$$\text{Böylece gerilme; } \sigma_{sr} = \frac{M}{A_s \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{21,6 \cdot 10^6}{760 \cdot 0,9 \cdot 300} = 105 \text{ N/mm}^2. \beta_1 = 1 \text{ (aderansı geliştirilmiş}$$

çelik çubuk), $\beta_2 = 0,5$ (uzun süreli yükleme)

$$\varepsilon_{sm} = \frac{244}{200000} \left\{ 1 - 0,5 \left(\frac{105}{244} \right)^2 \right\} = 1,1 \cdot 10^{-3}$$

$$W_k = 1,7 \cdot 123 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 0,23 \text{ mm çatlak genişliği}$$

Kancalı uçlu çelik tellerden (ZC 50/50) 30 kg/m³'lük ilavesiyle oluşan çatlak genişliği

σ_s 'yi hesaplamak için, çatlak oluşuktan sonra beton tarafından karşılanan çekme kuvveti hesaba katılır. Çatlak oluşumundan sonra 30 kg/m³ çelik tel (ZC 50/50) içeren betondaki eşdeğer eğilme çekme dayanımı $f_{ctm,eq300} = 4,4 \text{ N/mm}^2$ dir.

$$h_{çekme} = 0,9 H = 0,9 \cdot 350 = 315 \text{ mm olduğundan betonun aldığı kuvvet}$$

$$0,37 \cdot 4,4 \cdot b \cdot h_{çekme} = 0,37 \cdot 4,4 \cdot 200 \cdot 315 = 103 \text{ kN}$$

Çelikte gerilmedeki azalma

$$\frac{103000}{A_s} = \frac{103000}{760} = 135 \text{ N/mm}^2. \text{ Bununla birlikte } \sigma_{s,f} = 244 - 135 = 109 \text{ N/mm}^2, \sigma_{sr,f} = 0$$

$$\varepsilon_{sm,f} = \frac{109}{200000} = 0,54 \cdot 10^{-3}$$

$$W_k = 1,7 \cdot 123 \cdot 0,54 \cdot 10^{-3} = 0,11 \text{ mm}$$

Böylece kancalı uçlu çelik tellerin ilavesiyle çatlak genişliği %50 oranında azalmaktadır.

ÇÖZÜMLÜ ÖRNEKLER

ÖRNEK – 1 : TR34' e göre çözüm

Bir depo yapısının planı Şekil 3.28'de gösterilmektedir. Yapı $50 \times 120 = 6000 \text{ m}^2$ alana sahiptir ve zemin plağı derzsiz olarak dökülüp iki derz yapılacaktır. Her bir döküm $50 \times 40 = 2000 \text{ m}^2$ olacaktır. Zemin beton plağına etkiyen yükler aşağıda verilmektedir [2].

Yan yana palet rafları	→ Maksimum ayak yükü	: 60 kN
Genel stok sahası	→ Düzgün yayılı yük	: 30 kN/m^2
İç duvar	→ Çizgisel yük	: 30 kN/m
Asma kat	→ Kolon aralıkları	: $5 \text{ m} \times 4 \text{ m}$
	Hareketli yük	: 5 kN/m^2
	Sabit yük	: $1,25 \text{ kN/m}^2$
Malzeme taşıma araçları	→ Maksimum tekerlek yükü:	40 kN

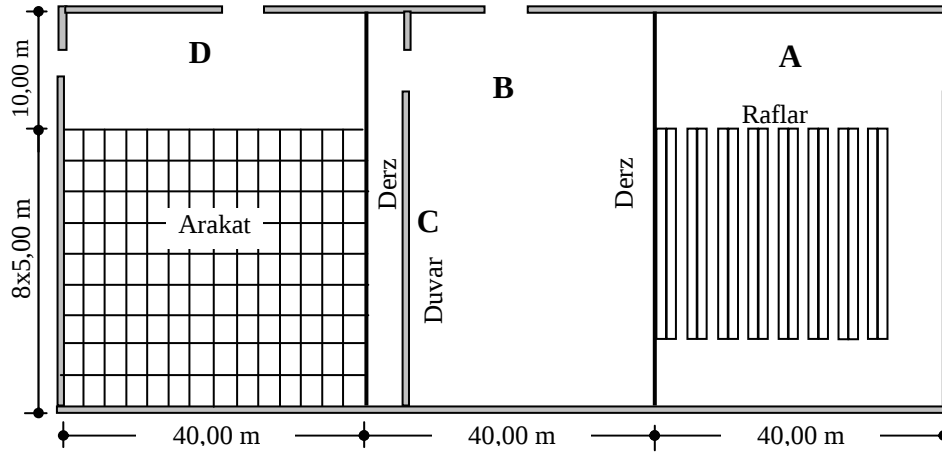
Malzemeler

f_{cu}	: 40 N/mm^2
f_{ck}	: 32 N/mm^2
$f_{ctk(0,05)}$	: $2,1 \text{ N/mm}^2$
E_{cm}	: 33 kN/mm^2
$R_{e,3}$	: 0,5
k	: $0,05 \text{ N/mm}^2$
v	: 0,2

Güvenlik katsayıları

Nihai yük durumu:

Donatısız beton ve çelik tel donatılı beton	: 1,5
Çelik çubuk donatı	: 1,15
Sabit yükler	: 1,2 (araç yükleri) ve 1,35 (asma kat için)
Hareketli yükler	: 1,5
Dinamik etkiler	: 1,6



Şekil Ö1.1 Depo yapısının planı (ölçekli değil)

Servis sınır durumu: Tüm güvenlik katsayıları 1,0 alınmaktadır.
Plak kalınlığını (h_f), 175 mm olarak alarak hesaplara başlanabilir.

$$f_{ctk, fl} = \left[1 + \sqrt{\frac{200}{h_f}} \right] f_{ctk(0,05)} \leq 2 f_{ctk(0,05)}$$

$$2 f_{ctk(0,05)} = 2 \times 2,1 = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

Denklem 3.62

Geçerli değer.

Bağıl rijitlik yarıçapı:

$$l = \left[\frac{E_{cm} h_f^3}{12(1-\nu^2)k} \right]^{0,25}$$

$$= [33 \times 10^3 \times 175^3 / (12 \times 0,96 \times 0,05)]^{0,25} = 744 \text{ mm}$$

Denklem 3.20

Pozitif moment kapasitesi :

$$m = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_{mc}} (R_{e,3}) \left(\frac{h_f^2}{6} \right)$$

Denklem 3.60

Negatif moment kapasitesi :

$$m' = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_{mc}} \left(\frac{h_f^2}{6} \right)$$

Denklem 3.61

I - A Bölgesi : Raflar

Raflar için; yük merkezleri 250 mm uzaklıkta olan 2 adet 100 x 100 mm taban plakası kabul edelim.

$$a_r = [(100 \times 100)/\pi]^{1/2} = 56,4 \text{ mm}$$

$$\pi a_r^2 = 100 \times 100$$

$$\text{Birleştirilmiş alan} = (2 \times 56,4 \times 250) + 10000 = 38200 \text{ mm}^2$$

Şekil 3.3

$$\text{Böylece; } a_{esd} = (38200/\pi)^{0,5} = 110 \text{ mm}$$

$$a_{esd} / l = 110/744 = 0,148$$

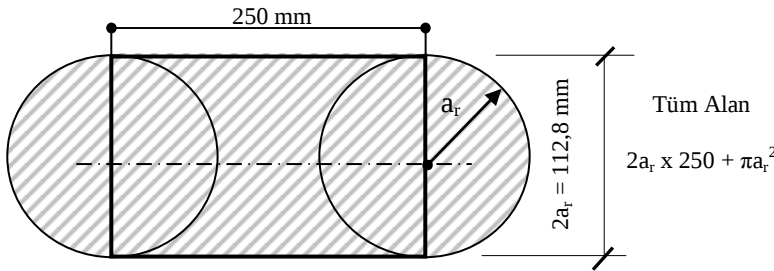
Tek bir daire yüke dönüştürülüyor.

$$\text{Toplam yük} = 60 \times 2 = 120 \text{ kN}$$

2 raf toplamı

$$\text{Bu durumda nihai yük} = 1,2 \times 120 = 144 \text{ kN}$$

yük katsayısı = 1,2



Burada; πa_r^2 yerine 1 adet taban plakası alanı olan 10000 mm² alınabilir.

Kenardan uzak yükleme

Denklem 3.41a

$$a_r/l = 0 \text{ durumunda } P_u = 2\pi(m + m') = 134,5 \text{ kN}$$

Denklem 3.41b

$$a_r/l > 0,2 \text{ durumunda } P_u = 4\pi(m + m') / \left[1 - \frac{a_r}{3l} \right] = 288,2 \text{ kN}$$

$$a_r/l = 0,148 \text{ için}$$

Doğrusal enterpolasyon

$$P_u = 134,5 + (288,2 - 134,5)(0,148/0,2) = 248,2 \text{ kN} > 144 \text{ kN}$$

Bu durumda plak, kenardan uzaktaki yükleme için uygundur.

Derzlerde yükleme

Öncelikle yük aktarımını ihmal edelim;

Denklem 3.42a

$$a_r/l = 0 \text{ durumunda } P_u = [\pi(m + m') / 2] + 2m' = 62,2 \text{ kN}$$

Denklem 3.42b

$$a_r/l > 0,2 \text{ durumunda } P_u = [\pi(m + m') + 4m'] / \left[1 - \frac{2a_r}{3l} \right] = 143,6 \text{ kN}$$

$$a_r/l = 0,148 \text{ için } \implies P_u = 122,4 \text{ kN bulunur.}$$

Burada yük aktarımının ne şekilde sağlanacağı bilinmelidir. Aktarım için dovül, çubuk donatı veya agrega ile çelik teller düşünülebilir.

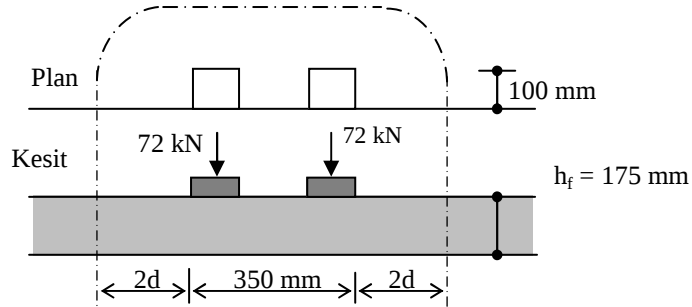
Serbest kenar için $P_u = 122,4 \text{ kN}$ değeri istenen 144 kN 'dan küçüktür. Burada taban plakalarının plak kenarında olduğu serbest kenar yüklemesi ele alındı. Derzlerde yük aktarım kapasitesi olduğu hatırlanmalı ve yük aktarımı tasarımcı tarafından kontrol edilmelidir. % 20 yük aktarımı olduğu kabul edilirse yük $115,2 \text{ kN}$ 'a azalır ve tasarımın ($P_u = 122,4 \text{ kN}$) uygun olduğu söylenebilir.

Köşe yüklemesi

Bu durumda yük aktarımı sağlanmadığı kabul edilir ve kenar koşulları dikkate alınır.

Zımbalama için kontrol

Kenardan uzak yüklemelerde zımbalama genellikle kritik değildir ancak kenar yüklemesi durumunda kritik olabilir (Şekil Ö1.2).



Şekil Ö1.2 Kenar yükleme durumu için zımbalama kontrolü

Yüklü alan yüzünde ve yüklü alandan 2d mesafedeki bölgede kayma gerilmesi kontrol edilir. Öncelikle zemin plağının donatısız olduğu (çelik tel vb. içermediği) kabul edilir.

Donatısız beton için $d = 0,75 \times h_f = 131,25 \text{ mm}$ alınmalıdır.

Yüklü alan yüzünde zımbalama kontrolü

Şekil – Ö1.2’den temas yüzeyindeki çevre:

$$u_o = 350 + 2 \times 100 = 550 \text{ mm}$$

$$\text{Kayma gerilmesi: } \tau_d = (144 \times 1000) / (550 \times 131,25) = 1,99 \text{ N/mm}^2$$

Kayma gerilmesi aşağıdaki bağıntılarla bulunan değeri aşmamalıdır;

$$\tau_{maks.} = 0,5k_2 f_{cd}$$

$$\text{Burada } k_2 = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.5232$$

$$\tau_{maks} = 5.49 \text{ N/mm}^2 > 1,99 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Kritik çevrede zımbalama kontrolü

$$\text{Yüklü alandan } 2d \text{ mesafede: } u_p = 550 + (\pi \times 262,5) = 1375 \text{ mm}$$

Çelik tel donatılı beton için kayma kuvveti kapasitesi P_{zd}

$$P_{zd} = (0,035k_1^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0,12R_{e,3} f_{ctk,fl}) u_p d$$

$$\text{Burada } k_1 = 1 + (200 / d)^{0,5} < 2$$

$k_1 = 2,23$ olduğundan en büyük değer olan 2 kullanılır.

$$P_{zd} = (0,035 \times 2^{3/2} \times 32^{1/2} + 0,12 \times 0,5 \times 4,2 / 1,5) 1375 \times 131,25$$

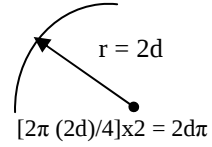
$$P_{zd} = (0,56 + 0,17) 1375 \times 131,25$$

$$P_{zd} = 131,7 \text{ kN}$$

Bulunan bu değer 144 kN’dan küçüktür. Yukarıdaki hesaplamalarda serbest kenar yüklemesi ve taban plakalarının plak kenarında olduğu kabul edilmiştir. % 20 oranında bir yük aktarımı kabul edilirse, yük 115,2 kN’a düşecektir ve bu durumda da tasarım uygundur.

Taban plakalarının
tam sınırındaki çevre

Denklem 3.118



Denklem 3.123

Burada; $f_{ctk,fl}$ değeri 1,5 malzeme güvenlik katsayısına bölünerek kullanılmıştır. Çelik tel donatının katkısının azaltılması daha güvenli olarak düşünülmektedir.

II - B Bölgesi : Genel Stok Sahası

Rastgele Yükleme

Bu örnek için verilmiş olan 30 kN/m²'lik düzgün yayılı yükü ele alalım. Gerilmelerin kısıtlanması nedeniyle eğilme dayanımında azalma olmadığı kabul edilmektedir.

λ katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır;

Denklem 3.46

$$\lambda = \left(\frac{3k}{E_{cm} h_f^3} \right)^{0,25}$$
$$= [(3 \times 0,05) / (33 \times 1000 \times 175^3)]^{0,25}$$
$$= 0,9597 \times 10^{-3} \text{ mm}^{-1} = 0,9597 \text{ m}^{-1}$$

En büyük negatif moment Şekil Ö1.3'te verilen yüklemeyle elde edilir ve şu şekilde bulunur;

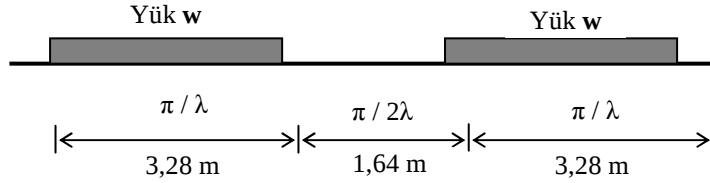
$$w = 5,95 \lambda^2 m'$$

$$M = \sigma W$$
$$\sigma = f_{ctk, fl} / 1,5$$
$$W = 1000 \times 175^2 / 6$$
$$M = 14,3 \text{ kNm}$$

m' ilk çatlama moment olarak kabul edilir ve değeri 14,3 kNm/m olarak alınır;

$$w = 5,95(0,9597)^2 \times 14,30 = 78,4 \text{ kN/m}^2$$

Bulunan bu değer 30 kN/m² dan büyüktür ve plak düzgün yayılı yük durumu için yeterlidir. ✓



Şekil Ö1.3 En büyük negatif moment için yükleme durumu

III - C Bölgesi : İç Duvar (Çizgisel Yük)

30 kN/m'lik çizgisel yükü ele alalım. m ilk çatlama moment olarak kabul edilir ve değeri 14,3 kNm/m olarak alınır;

Denklem 3.47

$$P_{lin,p} = 4 \lambda m = 4 \times 0,9597 \times 14,3 = 54,9 \text{ kN/m}$$

Bulunan bu değer 30 kN/m'den büyüktür ve plak için yeterlidir. ✓

IV - D Bölgesi : Asma Kat

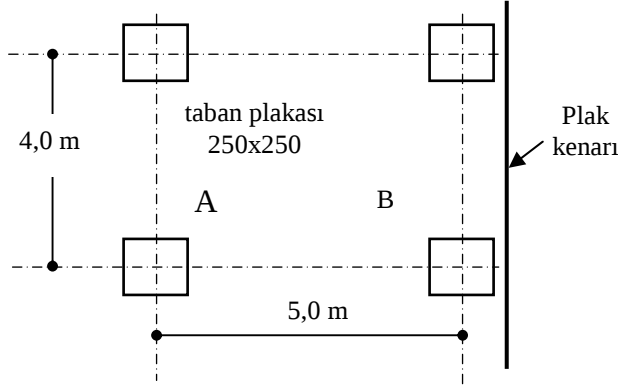
Bu örnek için verilen 1,25 kN/m² sabit yük ve 5 kN/m² hareketli yükü gözönüne alalım.

Güvenlik katsayıları → sabit yük için : 1,35
→ hareketli yük için : 1,5

Bu durumda tasarım yükü;

$$(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 5) = 9,2 \text{ kN/m}^2$$

Şekil Ö1.4'deki yerleşim planını ele alalım.



Şekil Ö1.4 Asma kat için taban plakalarının yerleşimi

$$a_r = (250^2/\pi)^{1/2} = 141 \text{ mm}$$

$$a_r/l = 141/744 = 0,19$$

Hesaplamalar için $a/l = 0,2$ alınabilir.

$$\text{A plakası (kenardan uzakta): } P_d = (5 \times 4) \times 9,2 = 184 \text{ kN}$$

$$\text{B plakası (serbest kenar) : } P_d = [(5 \times 4)/2] \times 9,2 = 92 \text{ kN}$$

Kapasite hesaplamaları için $m + m' = 21,4$ kNm değeri kullanılırsa,

$$\text{A plakası (kenardan uzakta): } P_u = (4\pi \times 21,4) / (1 - 0,2/3) = 288 \text{ kN}$$

$$288 \text{ kN} > 184 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$\text{B plakası (serbest kenar): } P_u = (21,4\pi + 4 \times 14,3) / (1 - 2 \times 0,2/3) = 144 \text{ kN}$$

$$144 \text{ kN} > 92 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Asma kat olan kısım için, rafların bulunduğu bölüme ait zımbalama kontrolüne benzer şekilde zımbalama kontrolü de yapılır.

Asma katın m² başına düşen ağırlığı.

$$\pi a_r^2 = 250 \times 250$$

Taban plakası yardımıyla beton plağa iletilen asma kat tasarım ağırlıkları.

$$= (1 + R_{e,3})m'$$

Denklem 3.41b

Denklem 3.42b

V - Malzeme Tasıma Araçları

Maksimum tekerlek yükü 40 kN ve tekerlek temas boyutları 165 x 40 mm olarak verilmektedir.

$$\pi a_r^2 = 40 \times 165$$

$$a_r = [(165 \times 40)/\pi]^{0.5} = 45,8 \text{ mm}$$

Güvenlik katsayısı : 1,6 olduğunda;

Bu durumda en büyük yük $P_d = 1,6 \times 40 = 64 \text{ kN}$ olarak elde edilir.

Plak kenarından uzakta yükleme

Negatif moment kapasitesi daha önce ifade edildiği gibi şu şekilde bulunur;

$$\text{Denklem 3.61} \quad m' = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_{mc}} \left(\frac{h_f^2}{6} \right) = 14,3 \text{ kNm/m}$$

Pozitif moment kapasitesi ise $R_{e,3} = 0,5$ için şöyle elde edilir;

$$\text{Denklem 3.60} \quad m = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_{mc}} (R_{e,3}) \left(\frac{h_f^2}{6} \right) = 7,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Denklem 3.41a} \quad a_r/l = 0 \text{ durumunda} \quad P_u = 2\pi(m + m') = 134,5 \text{ kN}$$

$$\text{Denklem 3.41b} \quad a_r/l > 0.2 \text{ durumunda} \quad P_u = 4\pi(m + m') / \left[1 - \frac{a_r}{3l} \right] = 288,2 \text{ kN}$$

$$45,8 / 744 = 0,062 \quad a_r/l = 0,062 \implies P_u = 134,5 + (288,2 - 134,5)(0,062/0,2) = 182,4 \text{ kN}$$

$$182,4 \text{ kN} > 64 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Sonuçta plak, kenardan uzaktaki yükleme için uygundur.

Derzlerde yükleme

Öncelikle yük aktarımını ihmal edelim;

$$\text{Denklem 3.42a} \quad a_r/l = 0 \text{ durumunda} \quad P_u = [\pi(m + m') / 2] + 2m' = 62,2 \text{ kN}$$

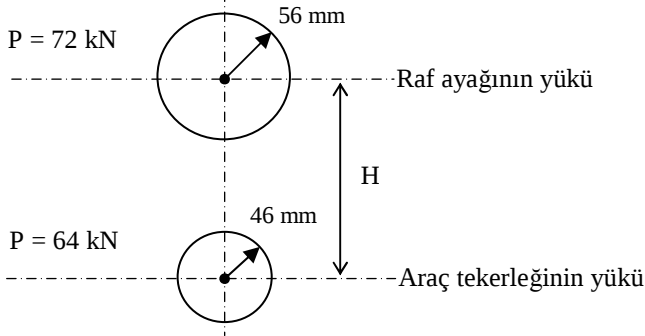
$$\text{Denklem 3.42b} \quad a_r/l > 0.2 \text{ durumunda} \quad P_u = [\pi(m + m') + 4m'] / \left[1 - \frac{2a_r}{3l} \right] = 143,6 \text{ kN}$$

$$a_r/l = 0,062 \implies P_u = 88,8 \text{ kN bulunur.}$$

$$88,8 \text{ kN} > 64 \text{ kN} \quad \checkmark$$

VI - Araç Tekerleğinin Raf Ayağına Göre Konumu

Şekil Ö1.5'e göre raf ayaklarının taban plakaları 100 x 100 mm'dir. Buna göre $a_r = 56,4$ mm ve araç için $a_r = 45,8$ mm olarak bulunmuştur.



Şekil Ö1.5 Raf ayakları ve araç tekerlekleri için eşdeğer alanlar

Yerinde yapılan ölçümlerden, tekerlek ile taban plakası arasındaki mesafe H, yaklaşık 300 mm belirlenmiştir.

64 kN ve 72 kN'luk iki yükün (toplamı 136 kN), ortalama iki dairesel temas alanından eşit yüklü olarak etkidiğini kabul edelim ($a_r = 51,4$ mm)

$$a_{esd} = [(2642\pi + 2 \times 51,4 \times 300)/\pi]^{0,5} = 111,64 \text{ mm}$$
$$a_{esd}/l = 111,64/744 = 0,150$$

Derzlerdeki Yükleme

Ele alınan bu örnekte araç tekerleği ile raf ayaklarının aynı anda derzin bir tarafında derze dik olarak bulunmaları olanağı yoktur.

Kenardan uzaktaki yükleme durumu için Raf bölgesindeki (A) gibi kontrol yapılırsa döşemenin uygun olduğu görülür.

VII - Düşey Yer Değiştirme Kontrolü

Plak kenarındaki durumun kritik olduğu kabul edilirse;

$$\delta = c \left(\frac{P}{kl^2} \right)$$

Yük aktarımı olmadığını düşünelim. Servis sınır durumu için güvenlik katsayıları 1,0 ve $P = 120$ kN alınırsa,

$$kl^2 = 0,05 \times 744^2 = 27677 \text{ ve } c = 0,442 \text{ değerleri ile;}$$

düşey yer değiştirmenin sayısal değeri 1,92 mm olarak hesap edilir.

$$= (72 \times 56 + 64 \times 46)/136$$
$$= 51,4 \text{ mm}$$

$$P_1 = P_2 = 136/2 = 68 \text{ kN}$$

$$\pi a_{es}^2 = 2 \times 51,4 \times 300$$
$$+ \pi 51,4^2$$

Raf bölgesinde aracın farklı konumlarda olması durumu değerlendirilebilir. Bu durumun daha elverişsiz olanı A bölgesi için kontrol edilmişti.

Denklem 3.84

Kenar yüklemesi için $c = 0,442$ alınmaktadır.

ÖRNEK - 2

Tanım: CBR değeri % 3 olan ve 150 mm kalınlığındaki kırmataş zemine oturan bir zemin betonu tasarımının yapılması istenmektedir. Zemin betonu dış mekandadır. Zemin betonu 7 m genişliğinde sürekli olarak dökülecek ve dökümü takibeden 24 saat içerisinde her 8 m de bir, döşeme kalınlığının 1/3 ü derinliğinde ve 4 mm genişliğinde kesilerek derz oluşturulacaktır. Kullanılacak betonun karakteristik basınç dayanımının 30 MPa olmasına karar verilmiştir.

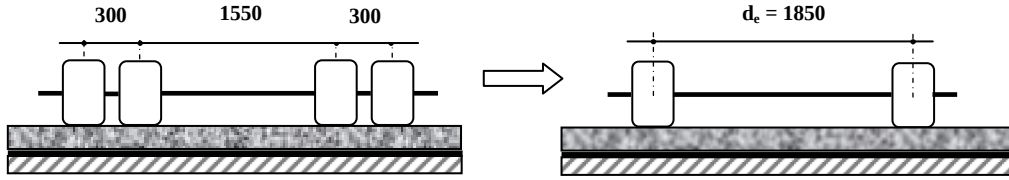
Yük Durumları: Döşeme, aşağıdaki yük durumlarını taşıyacak biçimde tasarlanmalıdır.

Yük Tip No	Yükleme Tipi	Tasarı Kriterleri	Yük Bölgeleri
1	Aksta 4 Tekerlek Bulunan Kamyon Yükü	96 kN (9.8 t) luk aks yükü - Tekerlek açıklıkları: Yakındakiler 300 ve İki taraftakilerin arası 1550 mm - Lastik Basıncı : 0.7 N/mm² - Limitsiz Tekrarlı Yük Durumu	a) Döşeme Ortasında b) Serbest Kenarda c) Dübelli Derzde d) Kesilmiş Derzde e) Serbest Köşede f) Sürekli Köşede
2	Dikdörtgenin Köşelerinde 4 Adet Nokta Yük	2 nokta yük: 1 m aralıklı herbiri 3 t. 2 nokta yük: 1 m aralıklı herbiri 2.5 t. 2 li yükler arası mesafe 1.5 m - Yükler; beton dökümünden 90 gün sonra uygulanmaya başlayacak - Noktasal Yük Temas Alanı: 100x100 mm	a) Döşeme Ortasında b) Serbest Kenarda c) Dübelli Derzde d) Kesilmiş Derzde e) Serbest Köşede f) Sürekli Köşede
3	Çizgisel Yük	3 kN/m lik İkiz Çizgisel Yük - Çizgisel Yükler Ara Mesafesi: 1m - Çizgisel Yük Genişliği 200 mm - Yükler; beton dökümünden 90 gün sonra uygulanmaya başlayacak	a) Döşeme Ortasında b) Serbest Kenarda c) Dübelli Derzde d) Kesilmiş Derzde
4	Üniform Yayılı Yük	50 kPa - Yükler; beton dökümünden 90 gün sonra beklenmeden uygulanacak	Döşeme Ortasında

Tasarımda Kullanılacak Değerler:

Sürtünme Katsayısı	: $\mu = 1,3$ (Taneli Alt Zemin)
Sıcaklık Farkı	: $\Delta T = 10$ °C
Betonun Çatlama Dayanımı	: $f_{ctk,fl} = 0,7(30)^{1/2} = 3,83$ N/mm ²
> 90 Gün Çatlama Dayanımı	: $1,1 f_{ctk,fl} = 1,1 \times 3,83 = 4,21$ N/mm ² (Gerektiğinde)
Betonun Elastiklik Modülü	: $E_{cm} = 3250 (30)^{1/2} + 14000 = 32000$ N/mm ²
Betonun Poisson Oranı	: $\nu = 0,2$
Dayanım Azaltma Çarpanı	: $\phi = 1,0$

Çözüm:



$$a_m = \sum P_i a_i / P = a_i$$

$$d_e = [(P/2) \times 1550 + (P/2) \times 2150] / P = 1850 \text{ mm}$$

Sekil Ö2.1 4 Tekerlekli Aks Yükünün 2 Tekerlekli İkiz Yüke Dönüştürülmesi

1-a. Aksta 4 Tekerlek Yükü – Yükler Döşeme Ortasında

Döşeme kalınlığı 150 mm seçilerek,

Aks yükü P :96 kN

Tasarım Yükü : Statik Yük Çarpanı x Dinamik Yük Çarpanı x P
:1,2x1,4x96
:161,28 kN

Lastik Temas Çapı : $a_m = 2a_r$

$$a_m = 1,13 \sqrt{(161,28 \times 10^3 / 4) / 0,7} = 271 \text{ mm}$$

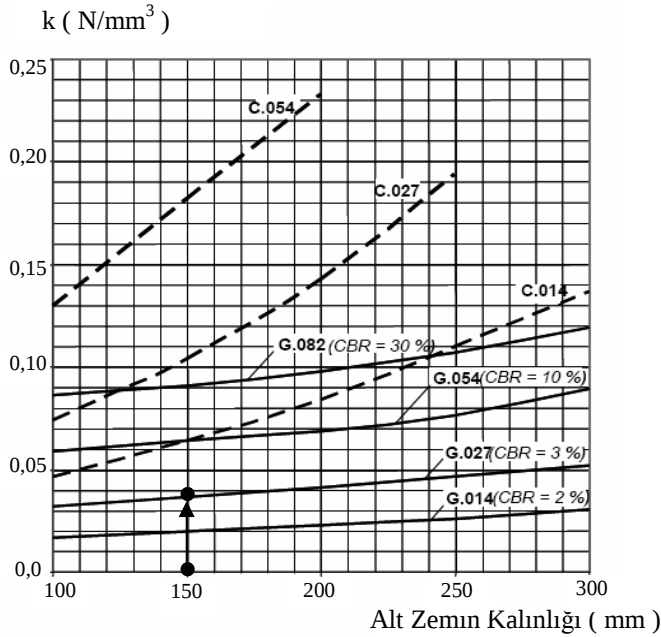
Yatak Katsayısı : $k = 0,037 \text{ N/mm}^3$

Burada $a_m = 2a_r$ olarak alınmıştır.

(Bakınız Denklem 3.2)

$$a_m = 1,13 \sqrt{P_i / q}$$

Ek-1 Diyagram 2 den



Diyagram 2

Alt zemin kalınlığı olan 150 mm den yukarıya dik bir çizgi ile CBR % 3 değeri kesiştirilir. Bu noktada oku-nan değer Yatak Katsayısını verecektir.

Bağıl Rijitlik Yarıçapı : l Çatlamış kesit için $\nu = 0$ alınarak,

$$l = \sqrt[4]{32000 \times 150^3 / 12 \times (1 - 0) \times 0,037} = 702 \text{ mm}$$

$$2a_r/l = 271/702 = 0,386 \text{ ve } d_e/2a_r = 1850/271 = 6,83 \Rightarrow (m+m')/P = 0,062$$

$$(m+m') = 0,062 \times 161,28 \text{ kN} = 10 \text{ kNm/m}$$

$$(1 + R_{e,3}) \phi f_{ctk, fl} = 10 \times 6000 / 150^2 + \sigma_s + \sigma_r$$

$$= 2,67 + \sigma_s + \sigma_r \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32000 \times 10^{-5} \times 10 / 2 = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

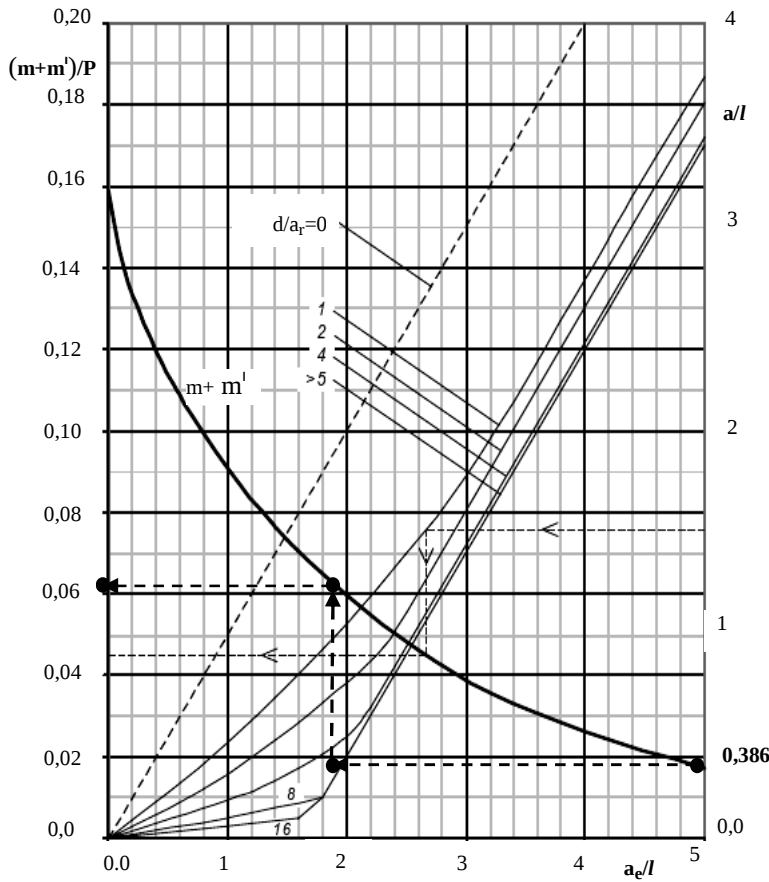
$$\sigma_r = 0,012 \times 1,3 \times (8 + 7) / 2 + 0,27 \times 4,21 \times 1R_{e,3}$$

$$\sigma_r = 0,117 + 1,137R_{e,3} \text{ N/mm}^2$$

Netice olarak

$$(1 + R_{e,3}) = (2,67 + 1,6 + 0,117) / 4,21 + 0,27R_{e,3}$$

$$R_{e,3} = 0,057 \rightarrow \% 6$$



Diyagram 10

$$l = \sqrt[4]{E_c h_f^3 / 12(1 - \nu^2)k}$$

Ek-1 Diyagram 10 dan

Denklemin sağ tarafındaki ifade:

$$(m+m')6000/h_f^2 + \sigma_s + \sigma_r$$

Tablo 3.33

Tablo 3.28

Öncelikle diyagramın sol sütunundan $2a_r/l$ değeri olan $0,386$ ile sola doğru hareket edilerek $d/2a_r$ ile kesişilir. Bulunan bu noktadan düşey olarak yukarıya çıkılarak M eğrisi kesilir. Son olarak sola doğru hareketle $(m+m')/P$ $0,062$ olarak okunur.

1-b. Aksta 4 Tekerlek Yüğü – Yüğü Döşeme Kenarında

Aracın; döşeme kenarına dik veya paralel olarak dolaşmasına bağılı olarak, Ek-1 deki diyagramlardan 12. veya 13.sünün kullanılmasına karar verilecektir.

Diyagram 12 den:

$$x/y = a_m/d_e = 271/1850 = 0,15$$

$$y/l = d_e/2/l = 1850/2/702 = 1,32$$

$$\Rightarrow (m+m')/P = \mathbf{0,110 \text{ (Kullanılacak)}}$$

Diyagram 13 ten:

$$y/x = 57,5/1060,5 = 0,054$$

$$x/l = 1060,5/702 = 1,51$$

$$\Rightarrow (m+m')/P = \mathbf{0,096 \text{ (Kritik Değıl)}}$$

$$(m + m') = 0,110 \times 161,28 \text{ kN} = 17,74 \text{ kNm/m}$$

$$(1 + R_{e,3})\phi f_{ctk,fl} = 17,74 \times 6000/150^2 + \sigma_s + \sigma_r$$

$$= 4,73 + \sigma_s + \sigma_r \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32000 \times 10^{-5} \times 10/4 = 0,8 \text{ N/mm}^2$$

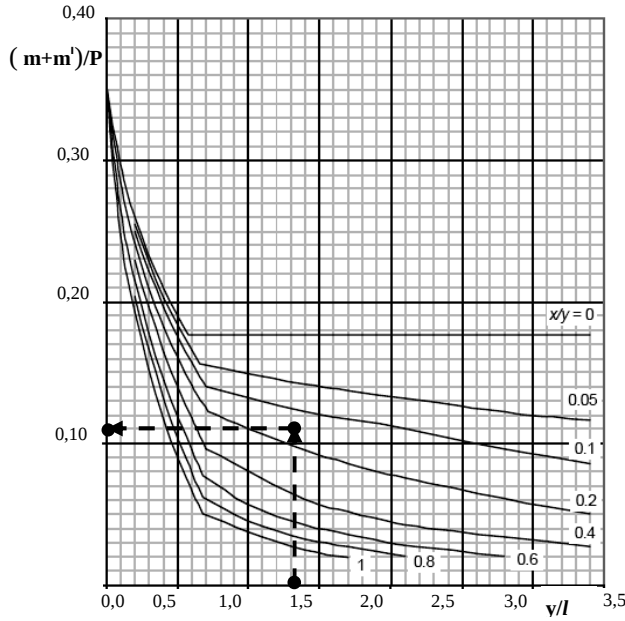
$$\sigma_r = (0,012 \times 1,3 \times (8 + 0) + 0,27 \times 4,21 \times 1R_{e,3})/2$$

$$\sigma_r = 0,0624 + 0,568R_{e,3} \text{ N/mm}^2$$

Netice olarak:

$$(1 + R_{e,3}) = (4,73 + 0,8 + 0,0624)/4,21 + 0,135R_{e,3}$$

$$R_{e,3} = 0,3796 \rightarrow \% \mathbf{38}$$



Diyagram 12

Ek-1 Diyagram 12 den

$$x = (d_e + a_m)/2$$

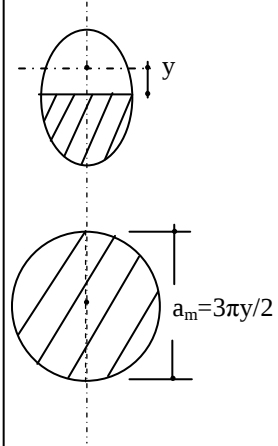
$$x = (1850 + 271)/2$$

$$x = 1060,5 \text{ mm}$$

$$y = 2a_m/3\pi$$

$$y = 2 \times 271/(3\pi)$$

$$y = 57,5 \text{ mm}$$



Diyagramın alt satırından y/l değeri olan **1,32** ile yukarıya doğru düşey olarak hareket edilerek x/y nin **0,15** değeri ile kesişilir. Bulunan bu noktadan sola doğru yatay olarak gidilerek $(m+m')/P$ değeri **0,110** olarak okunur.

1-c. Aksta 4 Tekerlek Yükü – Yükler Dübelli Derzde

Momentlerin elde edilmesi kısmına kadar olan hesapların tamamı, 1-b'deki gibi tekrarlanmalıdır. Momentlerin belli bir kısmının aktarılması söz konusu olduğundan, elde edilecek yük değerlerinde azalma olacaktır.

$$(m + m') = 0,110 \times 161,28 \times 0,60 = 10,66 \text{ kNm/m}$$
$$(1 + R_{e,3}) \phi f_{ctk, fl} = 10,66 \times 6000 / 150^2 + \sigma_s + \sigma_r$$
$$= 2,84 + \sigma_s + \sigma_r \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32000 \times 10^{-5} \times 10 / 4 = 0,8 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_r = 0,012 \times 1,3 \times (8 + 0) / 2 + 0,27 \times 4,21 \times 1R_{e,3}$$
$$\sigma_r = 0,0624 + 1,1367R_{e,3} \text{ N/mm}^2$$

Netice olarak:

$$(1 + R_{e,3}) = (2,84 + 0,8 + 0,0624) / 4,21 + 0,27R_{e,3}$$
$$R_{e,3} < 0 \text{ yani } R_{e,3} = 0 \text{ olacaktır.}$$

1-d. Aksta 4 Tekerlek Yükü – Yükler Kesilmiş Derzde

Tüm hesaplamalar 1-c ' deki gibi yapılacaktır. Sadece Kesilmiş derz için yük aktarma oranına dikkat edilmelidir.

$$(m + m') = 0,110 \times 161,28 \times 0,80 = 14,20 \text{ kNm/m}$$
$$(1 + R_{e,3}) \phi f_{ctk, fl} = 14,20 \times 6000 / 150^2 + \sigma_s + \sigma_r$$
$$= 3,79 + \sigma_s + \sigma_r \text{ N/mm}^2$$

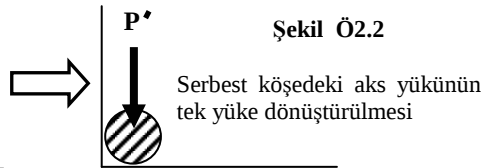
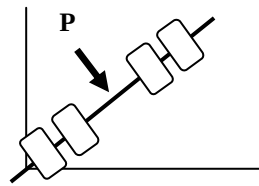
$$\sigma_s = 32000 \times 10^{-5} \times 10 / 4 = 0,8 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_r = 0,012 \times 1,3 \times (8 + 0) / 2 + 0,27 \times 4,21 \times 1R_{e,3}$$
$$\sigma_r = 0,0624 + 1,1367R_{e,3} \text{ N/mm}^2$$

Netice olarak:

$$(1 + R_{e,3}) = (3,79 + 0,8 + 0,0624) / 4,21 + 0,27R_{e,3}$$
$$R_{e,3} = 0,1439 \rightarrow \% 15$$

1-e. Aksta 4 Tekerlek Yükü – Yükler Serbest Köşede

Yükler serbest köşede olduğunda; meydana gelen gerilmelerin yük Çevresindeki diğer kesit ve liflere dağıtılması ihtimali olmayacaktır. Bu sebeple hesap sistemi elastik olarak kabul edilmelidir.



Şekil Ö2.2

Serbest köşedeki aks yükünün tek yüke dönüştürülmesi

Yük değeri: **0,60P** olarak alınmalıdır.

Dübelli derzlerde, yükün % 40 ının, dübel vasıtasıyla derzin diğer tarafına aktarıldığı varsayılmaktadır.

Yük değeri: **0,80P** olarak alınmalıdır.

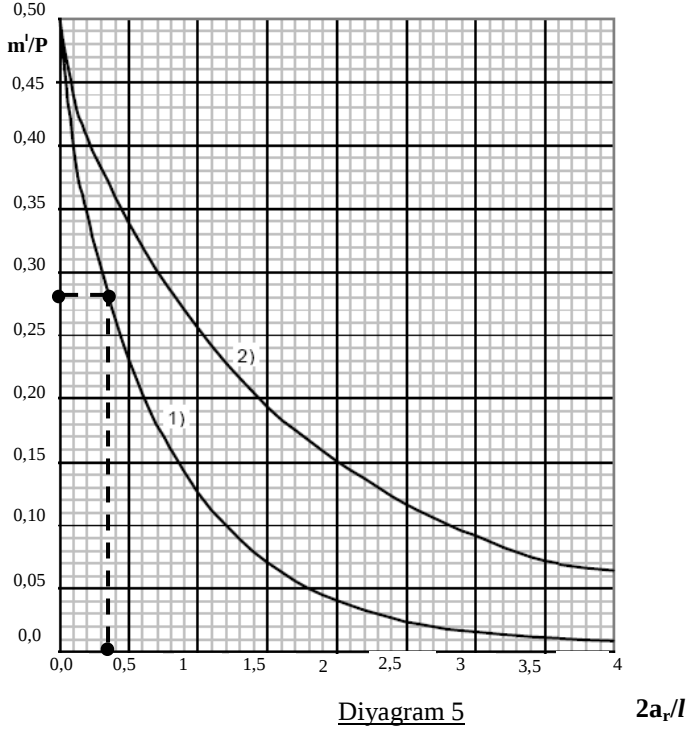
Kesilmiş derzlerde, yükün % 20 sinin derzin diğer tarafına iletildiği varsayılmaktadır.

4 tekerlekli aks yükü, tek yük haline dönüştürülmüştür.

150 mm lik plak kalınlığı için

$$l = \sqrt[4]{32000 \times 150^3 / 12 \times (1 - 0,2^2) \times 0,037} = 709 \text{ mm elde edilmiştir.}$$

$$\begin{aligned} \text{Tasarım Yüğü} &= D\check{C}x [P_i + P_i(1 - s_{1,2} / 1,5l) + P_i(1 - s_{1,3} / 1,5l) + P_i(1 - s_{1,4} / 1,5l)] \\ &= 1,4(24 + 24(1 - 300 / 1,5l) + 24(1 - 1850 / 1,5l) + 24(1 - 2150 / 1,5l)) \\ &= 1,4(24 + 24 \times 0,718 + 0 + 0) \\ &= 57,73 \text{ kN} \end{aligned}$$



Diyagram 5

$2a_r/l$

Lastik temas çapı ve bunun bağıl rijitlik yarıçapına oranı

$$2a_r = 1,13 \sqrt{1,4 \times 24 \times 10^3 / 0,7} = 248 \text{ mm}$$

$$2a_r/l = 248 / 709 = 0,35 \text{ elde edilir.}$$

Yukarıdaki Diyagram, 1 Nolu eğriden $\Rightarrow (m+m') / P = 0,280$

$$m_9 = 0,280 \times 55,6 = 15,6 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma = 15,6 \times 6000 / 150^2 = 4,16 \text{ N/mm}^2 < 4,21 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Elastik hesap biçiminde, kesitin çatlamadığı düşünülduğünden, v sıfırdan farklı olarak gerçek değeriyle hesaba katılmıştır. Buna rağmen aradaki farkın % 1 i geçmediği görülmektedir.

Parantez içerisindeki '0' olan değerler, hesap sonucunda negatif işaretlerle elde edilen terimler için kullanılmıştır

Ek-1 Diyagram 5' ten

$$\sigma_s = \sigma_r = 0$$

Dikdörtgen kesitler için:

$$\sigma = \frac{M}{bh_f^2 / 6}$$

Olduğu hatırlanmalıdır.

1-f. Aksta 4 Tekerlek Yüğü – Yüğüler Sürekli Köşede

150 mm. lik plak kalınlığının seçimi durumunda 1-e’dekine benzer biçimde:

$$l = \sqrt[4]{32000 \times 150^3 / 12 \times (1 - 0,2^2) \times 0,037} = 709 \text{ mm elde edilmiştir.}$$

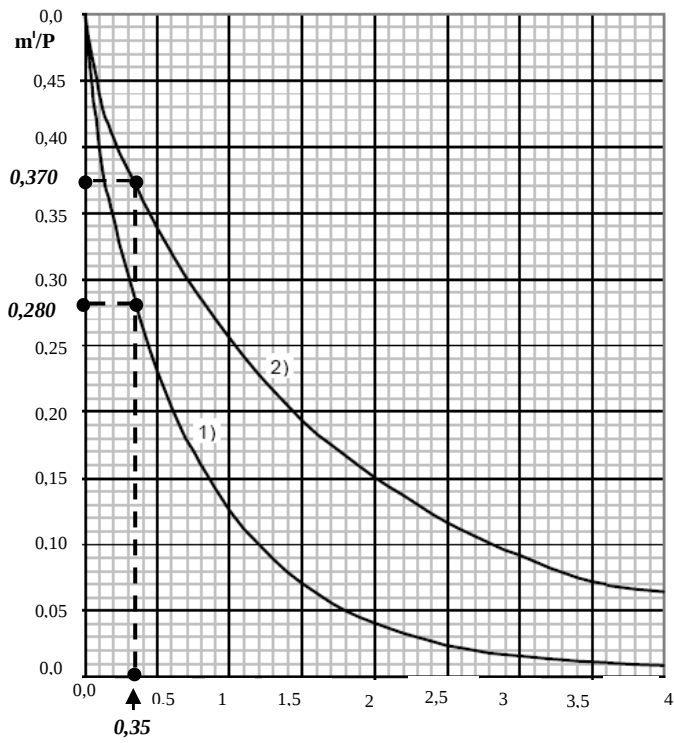
$$\begin{aligned} \text{Tasarım Yüğü} &= DÇx [P_i + P_i(1 - x_{1,2} / 1,5l) + P_i(1 - x_{1,3} / 1,5l) + P_i(1 - x_{1,4} / 1,5l)] \\ &= 1,4(24 + 24(1 - 300 / 1,5l) + 24(1 - 1850 / 1,5l) + 24(1 - 2150 / 1,5l)) \\ &= 1,4(24 + 24 \times 0,718 + 0 + 0) \\ &= 57,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$2a_r = 1,13 \sqrt{1,4 \times 24 \times 10^3 / 0,7} = 248 \text{ mm}$$

$$2a_r / l = 248 / 709 = 0,35$$

Elde edilir.

Diyagram-5, 1. ve 2. eğrilerden aşağıdaki değeryler bulunur.



Diyagram 5

$2a_r/l$

$$(1) \text{ Nolu Eğriden} \rightarrow m' = 0,280 \times 57,73 \times 0,60 = 9,70 \text{ kNm/m}$$

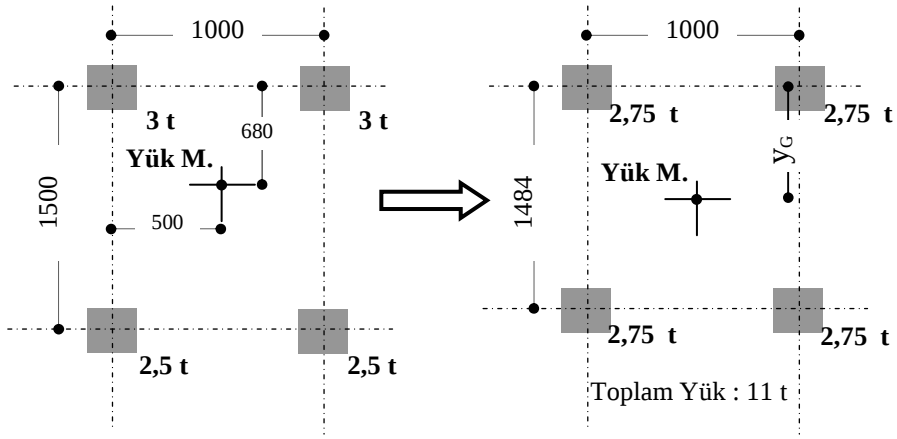
$$(2) \text{ Nolu Eğriden} \rightarrow m' = 0,370 \times 57,73 \times 0,25 = 5,34 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma = 9,70 \times 6000 / 150^2 = 2,59 \text{ N/mm}^2 < 4,21 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Bu yüğü durumu için yapılacak hesaplar, 1-e dekiine benzer biçimde olacaktır. Tek fark: Süreklilik sebebiyle, diğery komşu plağı yüğü aktarımının yapılacak olmasındadır. Plakta, rötre sebebiyle oluşan ek gerilmelerin de bulunmasına rağmen; tüm yüğü tipleri için hesap yapılarak plak kalınlığının teyidi ve $R_{e,3}$ değeryinin kesin olarak tayininden önce sözkonusu rötre gerilmelerinin hesaplanması mümkün olmamaktadır.

Bu hesap yönteminde hedef: Rötre gerilmelerini hesaba katmaksızın, plağın sürekli kenarındaki yüğülemeler için bir minimum plak kalınlığının belirlenmesi ve ardından tüm bu tip yüğülemeler için plak kalınlığının kontrol edilmesi ile beraber $R_{e,3}$ değeryinin seçilmesidir.

1 Nolu eğri için döşemede kalacak yüğü miktarı % 40 a kadar düşürülebilir. Elverişsiz olması sebebiyle % 60 tercih edilmiştir. 2 Nolu eğri ile hesap yapılırken (yüğülerin derz üzerinde simetrik olarak yüklenmiş olması durumu için) yüğülerin % 25 i kullanılmıştır.



Şekil Ö2.3 4 lü farklı yük grubunun, eşit yük grubuna dönüştürülmesi

Simetrik yük grubunun ağırlık merkezi: 3 t → 680 mm

2,75 t → y_G $y_G = 742$

2-a. Dikdörtgenin Köşelerinde 4 Adet Nokta Yük – Yükler Döşeme Ortasında

Döşeme kalınlığı için yapılan 150 mm seçimi, burada da kullanılacaktır.

Tasarım Yüğü : Statik Yük Çarpanı x Noktasal Yükler Toplamı
 $: 1,2 \times 11^t \times 9,81$
 $: 129,5 \text{ kN}$

Yük Temas Çapı : a_m

$$a_m = \sqrt{(4 \times 100 \times 100) / \pi} = 112,8 \text{ mm}$$

Bağıl Rijitlik Yarıçapı : l Çatlamış kesit için $\nu = 0$ alınarak,

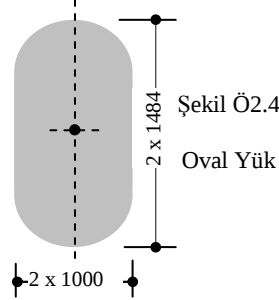
$$l = \sqrt[4]{32000 \times 150^3 / 12 \times (1 - 0) \times 0,037} = 702 \text{ mm}$$

$1484 / 1000 = 1,484 < 2$ olduğuna göre: 4 ayrı noktasal yük, tek bir oval yüke dönüştürülebilecektir.

Buna göre:

Oval Yükün Uzunluğu : 2×1484
 $b : 2968 \text{ mm}$

Oval Yükün Genişliği : 2×1000
 $a : 2000 \text{ mm}$

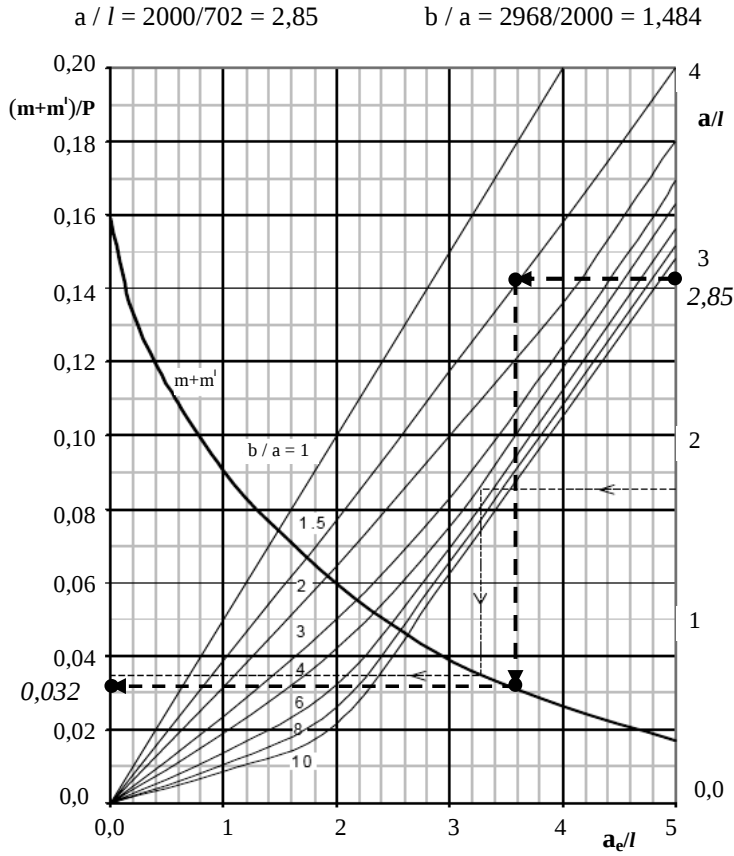


$$ALAN = \pi a_m^2 / 4$$

$$l = \sqrt[4]{E_c h_f^3 / 12(1 - \nu^2)k}$$

Oranın 2 den büyük olması durumunda, oval tekil yük yaklaşımı hassas olmayabilir. Söz konusu oran 1 e yakın ise, tekil yük bir daire olacaktır.

4 lü grup yükün oval yüke dönüştürülmesi için şekil 3.6'ya ve diyagram 9'a bakınız.



Yukarıdaki Diyagramdan: $\Rightarrow (m+m') / P = 0,032$ okunur.

$(m + m') = 0,032 \times 129,50 = 4,144 \text{ kNm/m}$ elde edilir.

$$(1 + R_{e,3}) \phi f_{ctk, fl} = 4,144 \times 6000 / 150^2 + \sigma_s + \sigma_r$$

$$= 1,105 + \sigma_s + \sigma_r \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 32000 \times 10^{-5} \times 10 / 2 = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_r = 0,012 \times 1,3 \times (8 + 7) / 2 + 0,27 \times 4,21 \times 1 R_{e,3}$$

$$\sigma_r = 0,117 + 1,1367 R_{e,3} \text{ N/mm}^2$$

Netice olarak tüm gerilmeler toplu halde düzenlenirse,

$$(1 + R_{e,3}) = (1,105 + 1,6 + 0,117) / 4,21 + 0,27 R_{e,3} \text{ elde edilir.}$$

Hesaplama sonucu:

$$R_{e,3} < 0 \text{ yani } R_{e,3} = 0 \text{ olacaktır.}$$

Meydana gelecek tüm gerilmelerin çelik tel donatılı betonun eğilme dayanımı ile karşılanacağı durumudur.

Tablo 3.33

Tablo 3.28

Yani, bu yükleme durumu için çelik tel donatıların etkisi olmayacaktır.

Bu aşamadan sonraki yük durumları tablo halinde topluca verilecektir. Özellikle 4 adet nokta yük için yukarıda hesap yöntemi açık biçimde verilen 2-a maddesine ek olarak 2-b, 2-c ve 2-d durumları aşağıdaki tabloda, 2-e ile 2-f yük durumları ise bir sonraki tabloda verilmektedir.

Tablo Ö2.1 Plak kenarında dörtlü yük grubu için farklı durumlarda etkilerin hesabı

Yük Yeri	Yerleşim	Kullanılan diyagram	Yük aktarma etkisi	x ve y değerleri		x/y	y/l	m+m'/P	m+m' (kNm/m)	σ_{moment} (N / mm ²)	$\sigma_{\text{sıcaklık}}$ (N / mm ²)	$\sigma_{\text{rötre}}$ (N / mm ²)
				x (mm)	y (mm)	y/x	x/l					
2-b Serbest kenar	1	12	yok	556,4	742	0,75	1,06	0,045	5,83	1,555	0,80	0,0624 + 0,57R _{e,3}
	2	13	yok	798,4	500	0,63	1,14	0,044				
	4,21(1+R _{e,3}) = 1,555 + 0,80 + 0,0624 + 0,57R _{e,3} → R _{e,3} < 0											
2-c Kenarda Dübelli Derz	12 ve 13	% 40 (0,60P)	556,4	742	0,75	1,06	0,045	3,50	0,934	0,80	0,0624 + 1,14R _{e,3}	
4,21(1+R _{e,3}) = 0,934 + 0,80 + 0,0624 + 1,14R _{e,3} → R _{e,3} < 0												
2-d Kenarda Kesme Derz	12 ve 13	%20 (0,80P)	556,4	742	0,75	1,06	0,045	4,67	1,245	0,80	0,0624 + 1,14R _{e,3}	
4,21(1+R _{e,3}) = 1,245 + 0,80 + 0,0624 + 1,14R _{e,3} → R _{e,3} < 0												

Tablo Ö2.1 ile ilgili bilgiler

Yerleşim 1 : Yükler kenara paraleldir.
x : 1000/2 + a_m/2
y : 1484/2
Yerleşim 2 : Yükler kenara dik durumdadır.
x : 1484/2 + a_m/2
y : 1000/2
 σ_{moment} : 6x(m+m')x10³/150² (h_f = 150 mm)
 $\sigma_{sıcaklık}$: EaΔt/4 (veya Tablo 3.33' e bakılmalı)
 $\sigma_{rötre}$: Yük bölgesine göre değişim gösterdiğinden Tablo 3.28'e bakılmalı.

$$(1 + R_{e,3})\phi f_{ctk,fl} = \sigma_{moment} + \sigma_{sıcaklık} + \sigma_{rötre} \xrightarrow{\text{hesap}} R_{e,3}$$

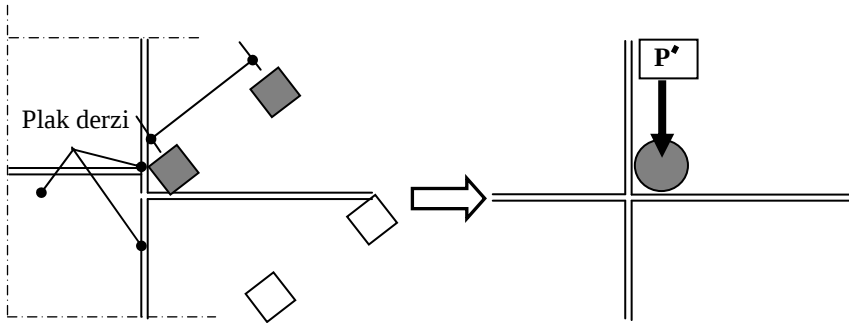
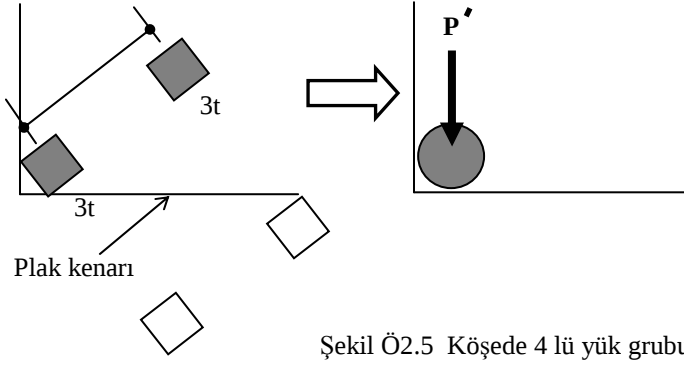
4 lü yük grubunun farklı özelliklerdeki plak kenarlarında bulunmasının sonucunda, çelik tel donatı gerekmediği ortaya çıkmaktadır. Başlangıçta seçilen plak kalınlığına bağlı olarak ortaya çıkan bu sonuca göre, diğer yük durumları da değerlendirilerek ikinci aşamada plak kalınlığı azaltılabilir.

Tablo Ö2.2 Plak köşesinde dörtlü yük grubu için farklı durumlarda etkilerin hesabı

Yük Yeri	Yerleşim	Kullanılan diyagram	Tasarım Yüğü (kN)	a_m (mm)	a_m/l (mm)	Yük aktarımı	m'/P	Negatif moment m' (kNm/m)	Plaktaki Gerilme σ_m (N/mm ²)	Eğilme dayanımı $f_{ctk,fl}$ (N/mm ²)
Serbest Köşe	Şekil Ö2.5	5 (1.eğri)	30,9	112,8	0,16	yok	0,365	11,30	3,02	4,21
									3,02 < 4,21 ✓	
İki doğrultuda kesişen derz bölgesi	Şekil Ö2.6	5 (1.eğri)	30,9	112,8	0,16	%40 (0,60P)	0,365	6,77	1,81	4,21
		5 (2.eğri)	30,9	112,8	0,16	%75 (0,25P)	0,420	3,25	1,81 < 4,21 ✓	

Tasarım yüğü : $P_d = P_1 + P_2 (1 - x_{1,2} / 1,5l) = 9,81 \times [3 + 3(1 - 1000 / 1,5 \times 702)] = 30,9 \text{ kN}$

Plaktaki gerilme : $\sigma_m = m' \times 6 \times 10^3 / h_f^2$



3. Çizgisel yük durumu

Aralarında 1000 mm bulunan ve 200 mm genişliğindeki çizgisel yük değeri 30 kN/m dir. Söz konusu çizgisel yüklerin plağın farklı bölgelerinde olması durumuna ait hesaplar aşağıdaki tabloda verilmektedir.

Plak kalınlığı : 150 mm
Çizgisel yük : 30 kN/m
Yük genişliği : a = 200 mm
Yük arası mesafe : x = 1000 mm
Tasarım yükü P_d : $1,2 \times 30 \text{ kN/m} = 36 \text{ kN/m}$

Tablo Ö2.3 Plakta çizgisel yük grubu için farklı durumlarda etkilerin hesabı

Yük Yeri	Çizgisel yük durumu	Kullanılan diyagram	Yük aktarma etkisi	a _e ve a değerleri		a _e /l	a/l	m+m'/P/l	m+m' (kNm/m)	σ _{moment} (N/mm ²)	σ _{sıcaklık} (N/mm ²)	σ _{rötre} (N/mm ²)
				a _e = x+a (mm)	a (mm)							
3-a Plak ortası	Çift	14	yok	1200	200	1,71	-	0,31	15,67	4,18	1,6	117 + 1,14R _{e,3}
	Tek	14	yok	-	200	-	0,28	0,54	13,65			
		4,21(1+R _{e,3}) = 4,18 + 1,6 + 0,117 + 1,14R _{e,3} → R _{e,3} = 0,55 (% 55)										
3-b Çizgisel yük serbest kenarda	8	(elastik hesap)	yok	-	200	-	0,28	0,71	14,96	3,99	-	-
				3,99 N/mm ² < 4,21 N/mm ² ✓								
3-c	8	(elastik hesap)	%40 (0,60P)	-	200	-	0,28	0,71	8,98	2,40	-	-
3-d			%20 (0,80P)	-	200	-	0,28	0,71	11,97	3,20	-	aşağıda verildi
Çizgisel yük Dübelli (3-c) veya kesme derzde (3-d)			3,20 + 0,63 = 3,83 N/mm ² < 4,21 N/mm ² ✓ (Bu durumda rötre gerilmesi mevcut gerilmeyi artıracaktır. R _{e,3} = 0,55 ile, σ _{rötre} = 0,27R _{e,3} f _{ctk,fl} = 0,27x0,55x4,21 = 0,63 N/mm ²)									

Tablo Ö2.3 ile ilgili bilgiler

a_e : x + a = 1000 + 200 = 1200 mm
l : 702 mm
σ_{moment} : $6x(m+m') \times 10^3 / 150^2$ (h_f = 150 mm)
σ_{sıcaklık} : EαΔt/2 (veya Tablo 3.33' e bakılmalı)
σ_{rötre} : Yük bölgesine göre değişim gösterdiğinden Tablo 3.28'e bakılmalı.

- Plastik hesap yönteminde P = P_d = 36 kN/m
- Elastik hesap yönteminde P = 30 kN/m
- Elastik hesap yönteminde pozitif veya negatif momentlerden büyük olanı kullanılacaktır.

4. Düzgün yayılı yük durumu

Düzgün yayılı yükün sadece plak ortasında bulunduğu durum hesaplanacaktır.

Yayılı yük değeri : 50 kN/m²

$$\text{Bu durumda } \lambda = \sqrt[4]{\frac{3k}{Eh_f^3}} \rightarrow \sqrt[4]{\frac{3 \times 0,037}{32000 \times 150^3}} = 1 \times 10^{-3}$$

Kritik negatif moment değeri (denklem 3.57' den),

$$m'_c(\text{maks.}) = -0,168w \sqrt{\frac{Eh_f^3}{3k}} \rightarrow -0,168 \times 50 \times 10^{-6} \sqrt{\frac{32000 \times 150^3}{3 \times 0,037}} = 8,28 \text{ kNm/m elde}$$

edilir.

Karşı gelen gerilme değeri denklem 3.58' den aşağıdaki gibi bulunur.

$$\sigma_k = \frac{0,001008w}{h_f^2} \sqrt{\frac{Eh_f^3}{3k}} = \frac{0,001008 \times 50}{150^2} \sqrt{\frac{32000 \times 150^3}{3 \times 0,037}} = 2,21 \text{ N/mm}^2 < 4,21 \text{ N/mm}^2$$

Kritik koridor genişliği ise: $\pi/4\lambda = 3,14/ 4 \times 10^{-3} = 785 \text{ mm}$ olarak bulunur.

Neticede, elde edilen sonuçlara dayanarak kabul edilen 150 mm' lik plak kalınlığı tüm yükleme durumları için uygundur ve $R_{e,3} = 0,55$ için Dramix **RL-45/50-BN** kullanılmasına karar verilmesi durumunda (Tablo 3.18), 35 kg/m³ lük dozaj yeterli olacaktır.

Diğer bir yaklaşım olarak, daha ince plak kalınlığı seçilebilir. 120 mm lik plak kalınlığı ile yapılan hesaplamalarda, $R_{e,3} = 0,60$ değeri elde edilmekte ve beton miktarından tasarruf edilebileceği görülmektedir. Buna rağmen % 5 lik fark için dozaj aynı tel tipi seçildiğinde 39 kg/m³ değerini bulmaktadır. Yapılacak maliyet hesaplamaları ile kalınlık ve dozaja karar verilebilir.

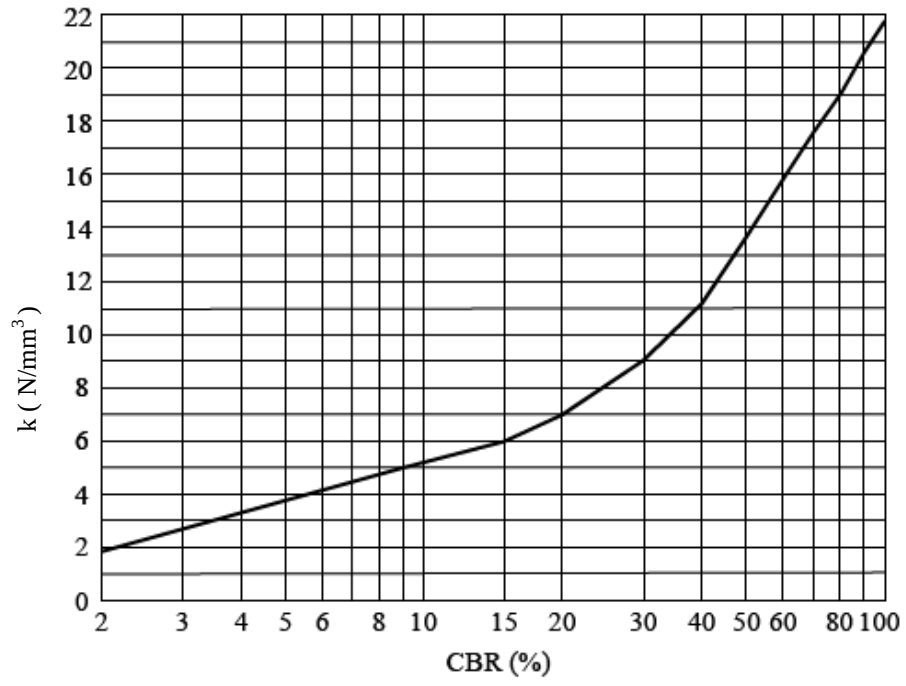
Kaynaklar

1. Westerberg, B., Design guide for scanfibre slabs on ground, Scancem Materials Pty.Ltd. ve Tyréns Byggkonsult AB, Australia, 2002.
2. Concrete Society, Concrete industrial ground floors, Technical Report 34 – 3rd Edition, Concrete Society, Berkshire, 2000.
3. Bekaert, Dramix steel fibre reinforced industrial floor design in accordance with the concrete society TR34.
4. Ringo, B.C. ve Anderson, R.B., Designing floor slabs on grade – 2nd Edition, The Aberdeen Group, Illinois, 1996.
5. Köseoğlu, S.; Temeller – I. – 3.Baskı, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1987.
6. Lohmeyer, G. and Ebeling, K., Betonböden im industriebau: hallen- und freiflächen, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie – 6.Auflage, Köln, 1999.
7. Bowles, J.E., Foundation analysis and design – 4th Edition., McGraw-Hill, Singapore, 1988.
8. Losberg, A., Design methods for structurally reinforced concrete pavements, Transactions of Chalmers University of Technology, Gothenburg-Sweden, 1961.
9. Slabex™, Guide for pavement and floor design using smorgon arc slabex steel fibre reinforced concrete, 2001.
10. Timoshenko, S.P. ve Krieger, S.W., Theory of plates and shells – 28th Edition, McGraw-Hill, New York, 1989.
11. Ugural, A.C., Stresses in plates and shells, McGraw-Hill, New York, 1981.
12. Reddy, J.N., Theory and analysis of elastic plates, Taylor and Francis, Michigan, 1999.
13. Huang, Y.H.; Pavement analysis and design – 2nd Edition, Prentice Hall, New York, 2004.
14. Falkner, H. and Teutsch, M., Comparative investigations of plain and steel fibre reinforced industrial ground slabs No:102, Institut für Baustoffe – Massivbau und Brandschutz, Brunswick, 1993.
15. Kennedy, G. and Goodchild, C., Practical yield line design, Reinforced Concrete Council, British Cement Association, Berkshire, 2003.
16. Gebman, M., Application of steel fibre reinforced concrete in seismic beam-column joints, Master Thesis in San Diego State University, California, 2001.
17. Bayasi, Z. and Kaiser, H., Steel fibers as crack arrestors in concrete, The Indian Concrete Journal, 2001.
18. TS500-2000; Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, TSE, Ankara, 2000.
19. Kovács, I. and Balázs, G.L., Structural performance of steel fibre reinforced concrete, Budapest University of Technology, Budapest, 2004.
20. Falkner, H., Untersuchung des Tray- und Verformungsverhaltens von Industrie-fußboden am Stahl
21. Bischoff, P.H., Valsangkar, A.J. and Irving, J.A., Experimental study of concrete floor slabs on grade, Department of Civil Engineering – University of New Brunswick, Fredericton, 1993.
22. ACI Committee 360; Design of slabs of grade, ACI 360.1R-92, American Concrete Institute, Detroit-MI, 1992.
23. ACI Committee 302; Guide for concrete floor and slab construction, ACI 302.1R-96, American Concrete Institute, Detroit-MI, 1996.
24. Portland Cement Concrete Pavement Technology, Field evaluation of elliptical fiber-reinforced polymer dowel performance, Iowa State University, 2005.

25. ACI Committee 330; Guide design and construction of concrete parking lots, ACI 330.R-87, American Concrete Institute, Detroit-MI, 1987.
26. Departments of The Army and The Air Force, Concrete floor slabs on grade subjected to heavy loads, Technical Manual TM-5-809, U.S.Government Printing Office, Washington D.C., 1987.
27. Keskinel, F. ve Kumbasar, N., Sürekli temeller ve dönel kabuklar, İ.T.Ü.Mühendislik – Mimarlık Fakültesi Yayın No:112, İstanbul, 1976.

EK – 1

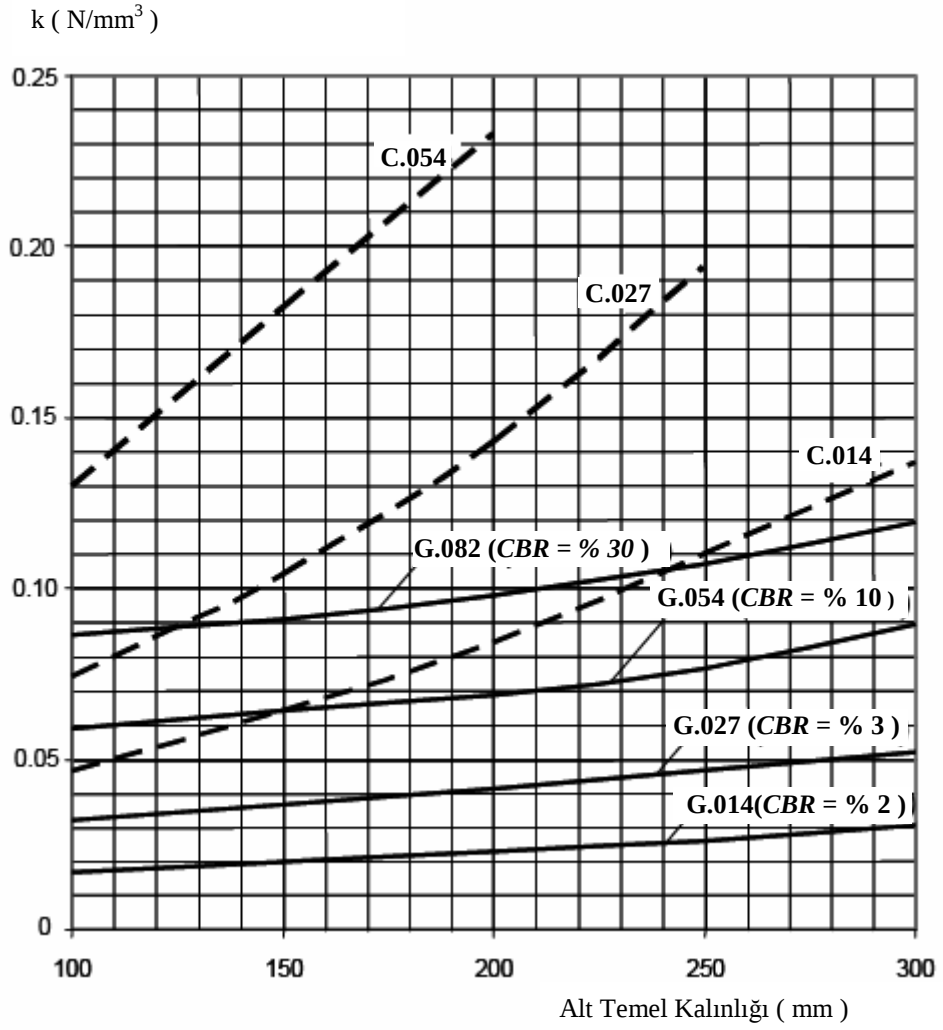
Diyagram – 1. Yatak katsayısı “k”



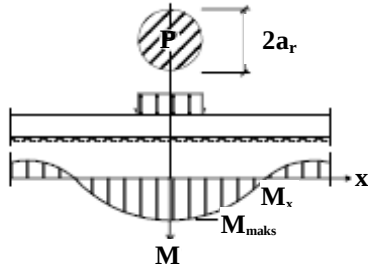
CBR (California Bearing Ratio) ile Westergaard tarafından verilen k arasındaki ilişki

EK – 1

Diyagram – 2. Taşıyıcı zemin rijidliği



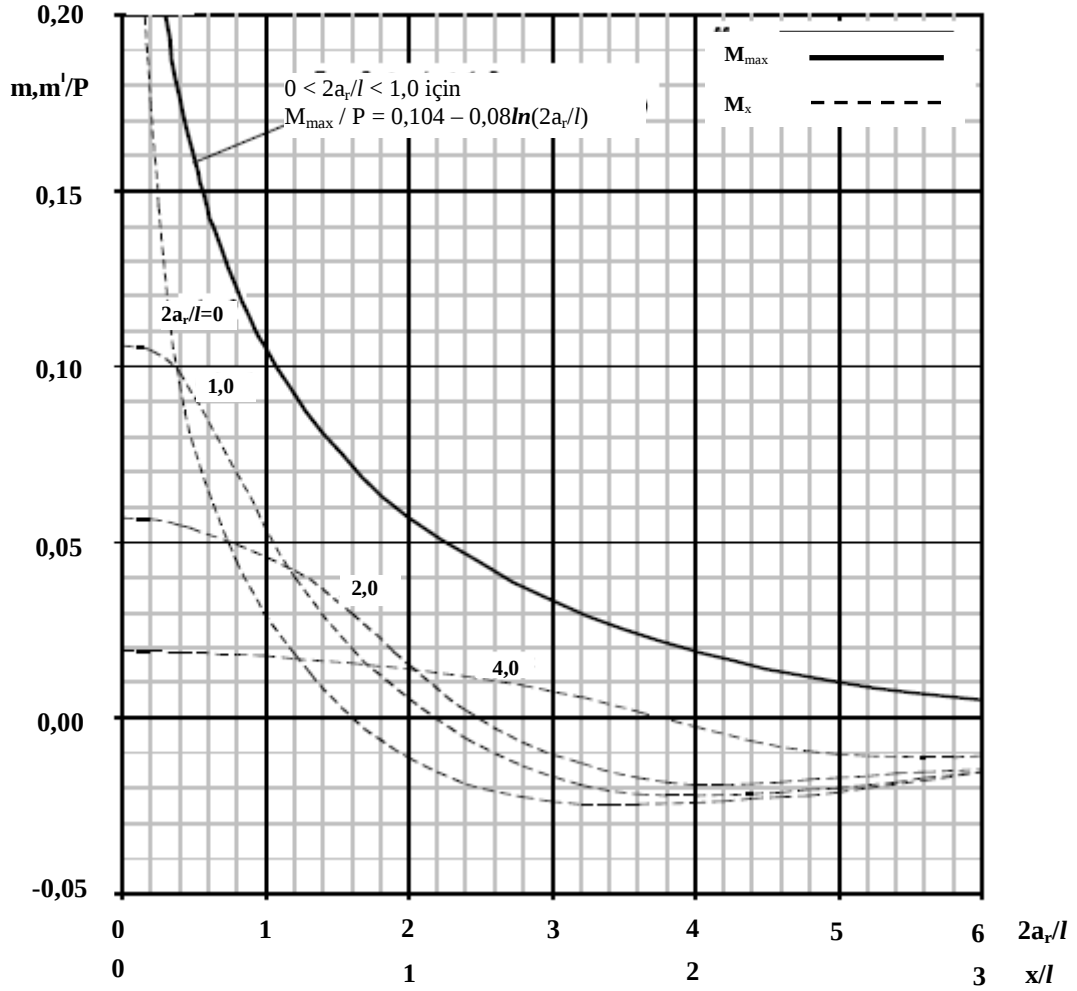
Taneli veya çimento esaslı alt temele oturan taşıyıcı tabakanın yatak katsayısı



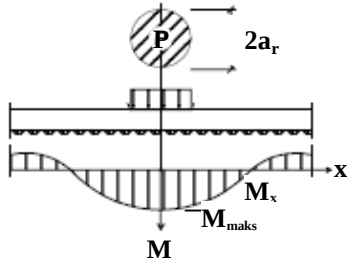
$M_{\max}$: Maksimum moment

M_x : Yükten x mesafedeki moment

(Elde edilen $m+m'$ değeri, M_x veya $M_{\max}$ olarak kullanılacaktır.)



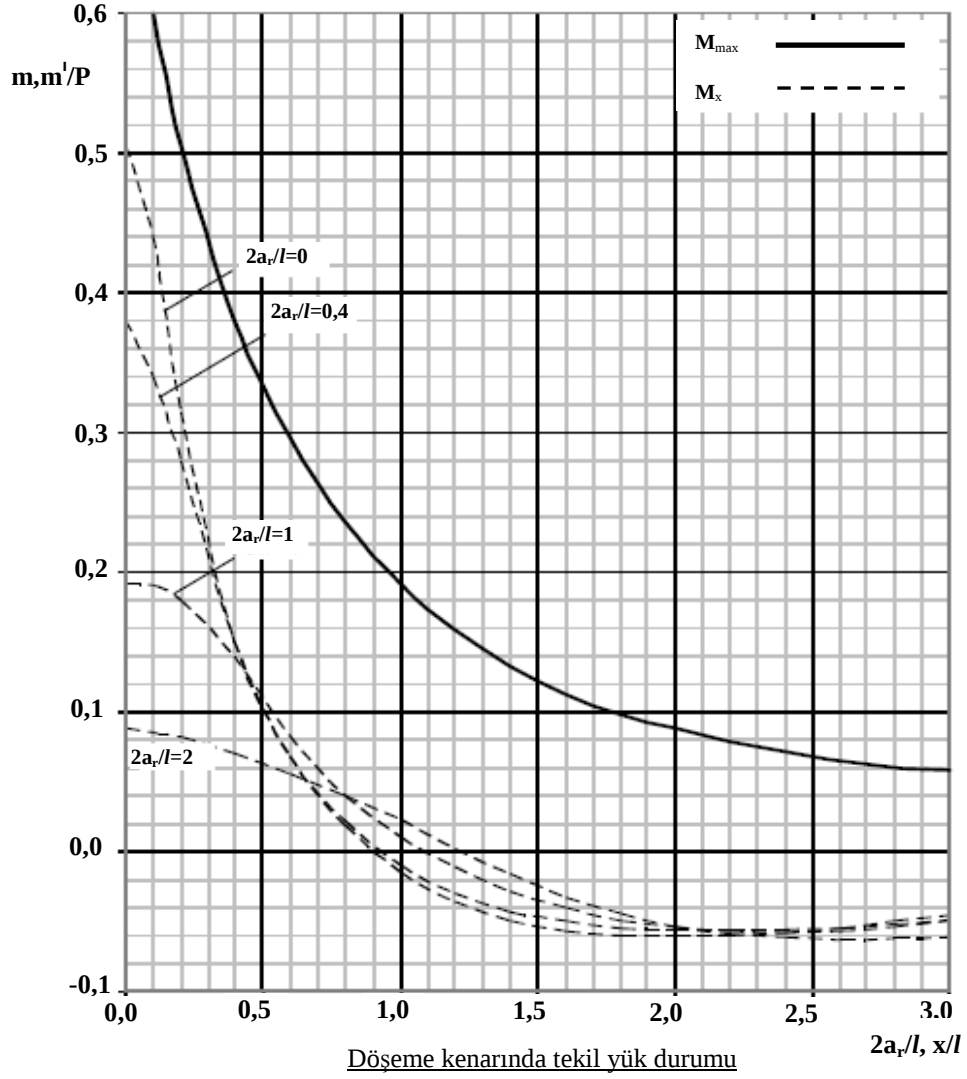
Döşeme ortasında tekil yük durumu



$M_{\max}$: Maksimum moment

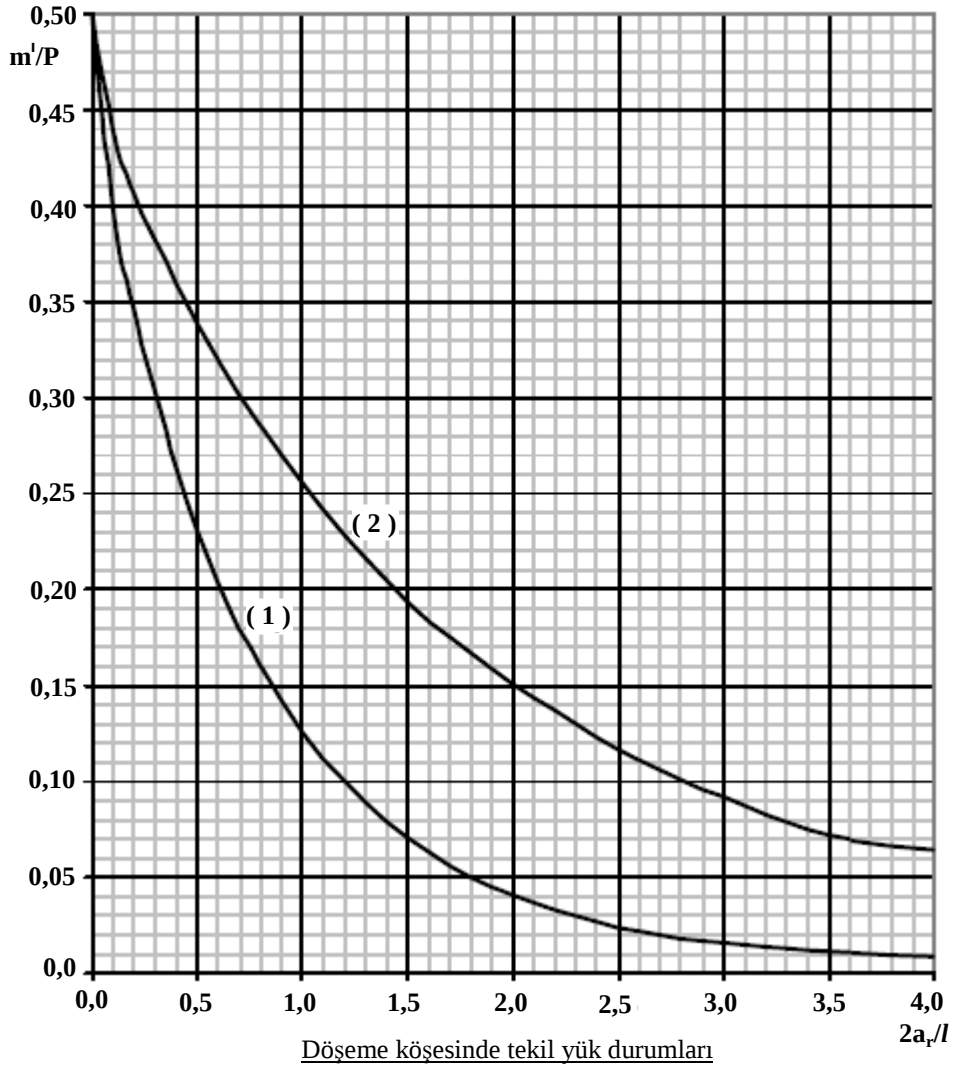
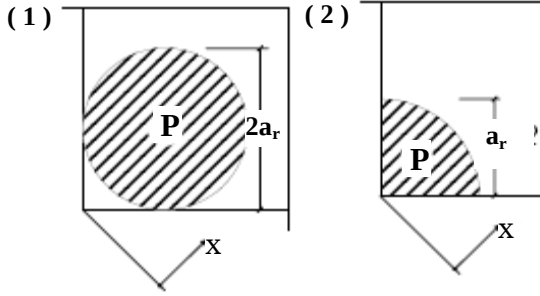
M_x : Yükten x mesafedeki moment

(Elde edilen $m+m'$ değeri, M_x veya $M_{\max}$ olarak kullanılacaktır.)



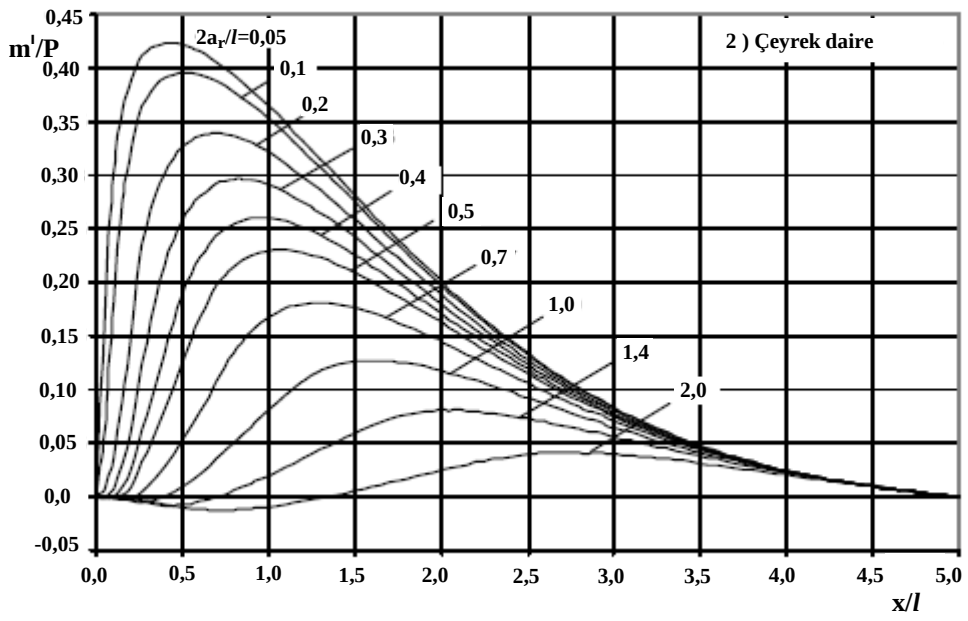
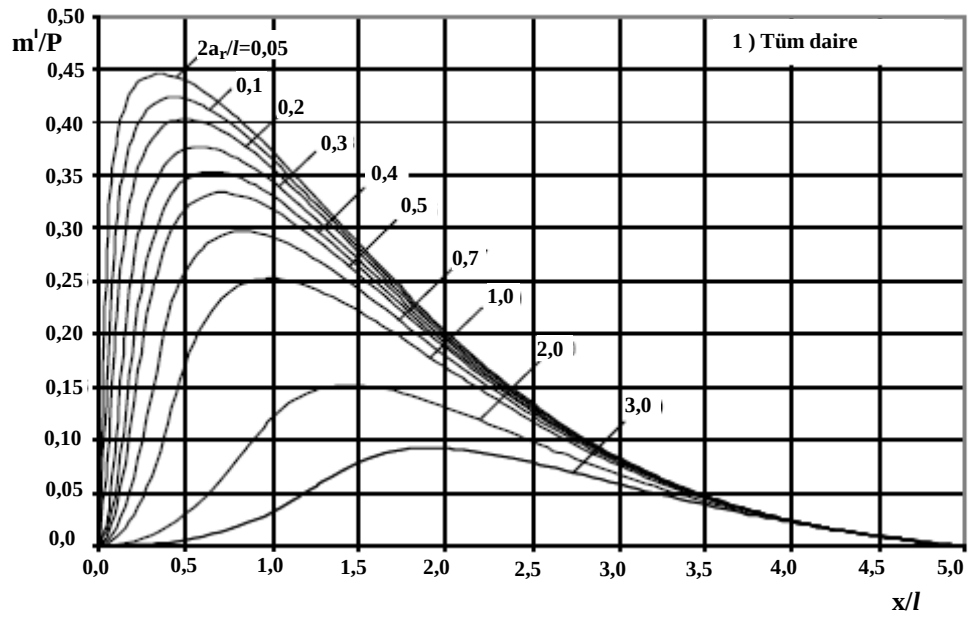
Tüm Daire

Çeyrek Daire

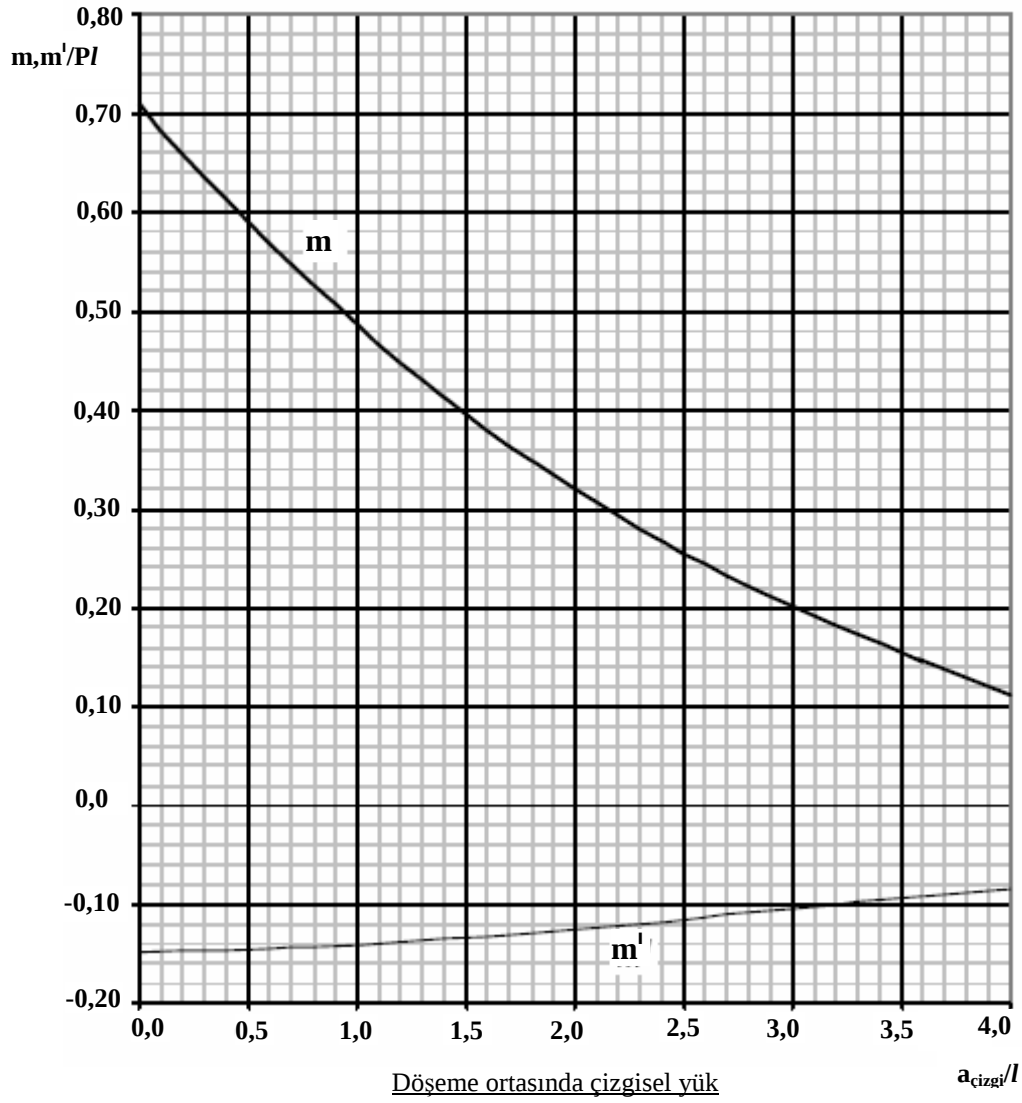
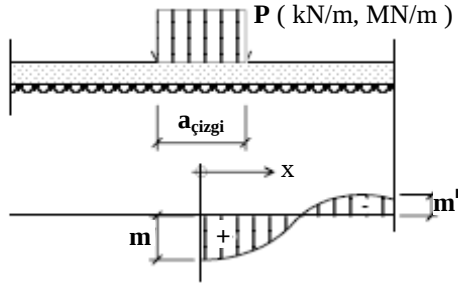


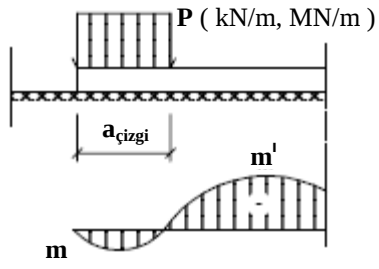
Ek-1

Diyagram – 6. Köşedeki yük tüm daire ve çeyrek daire şeklinde

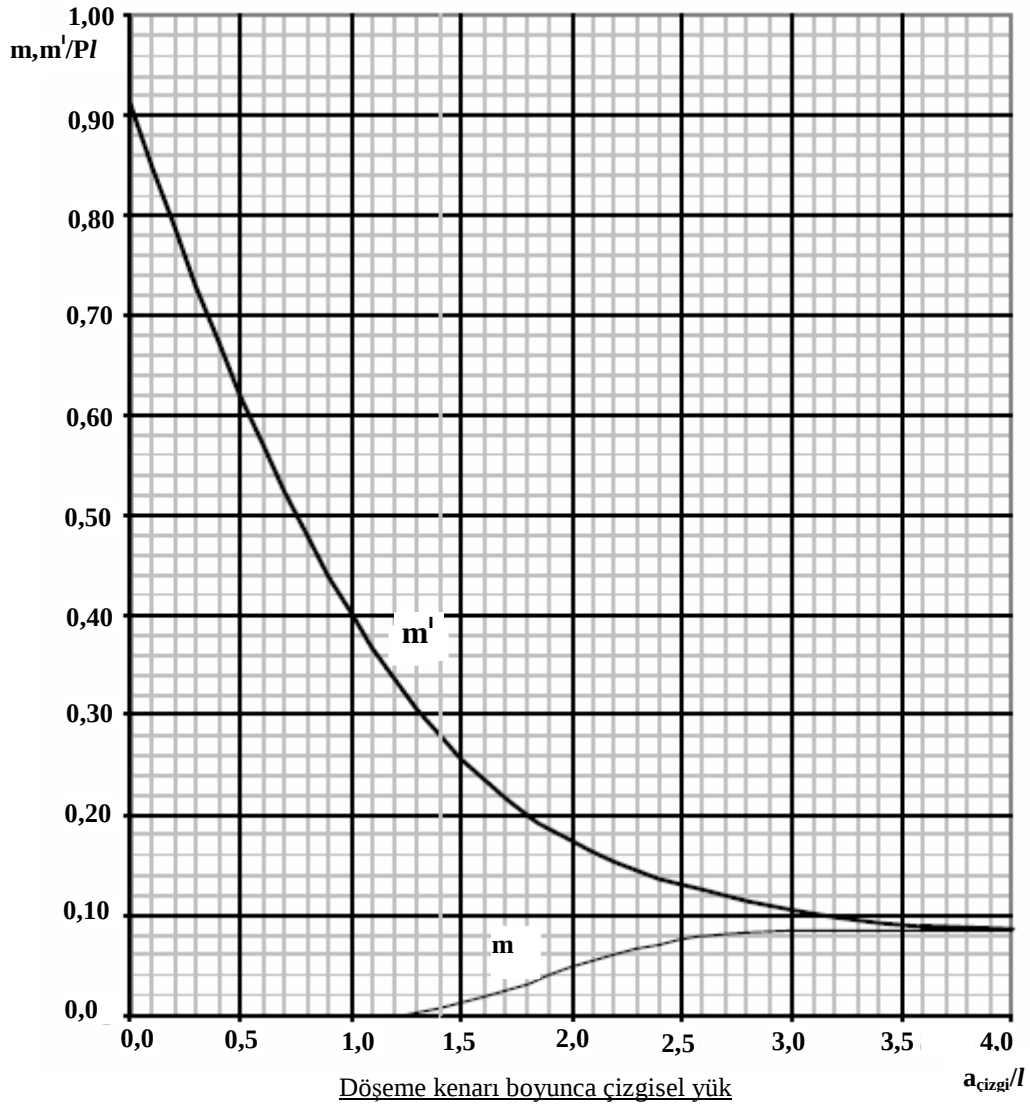


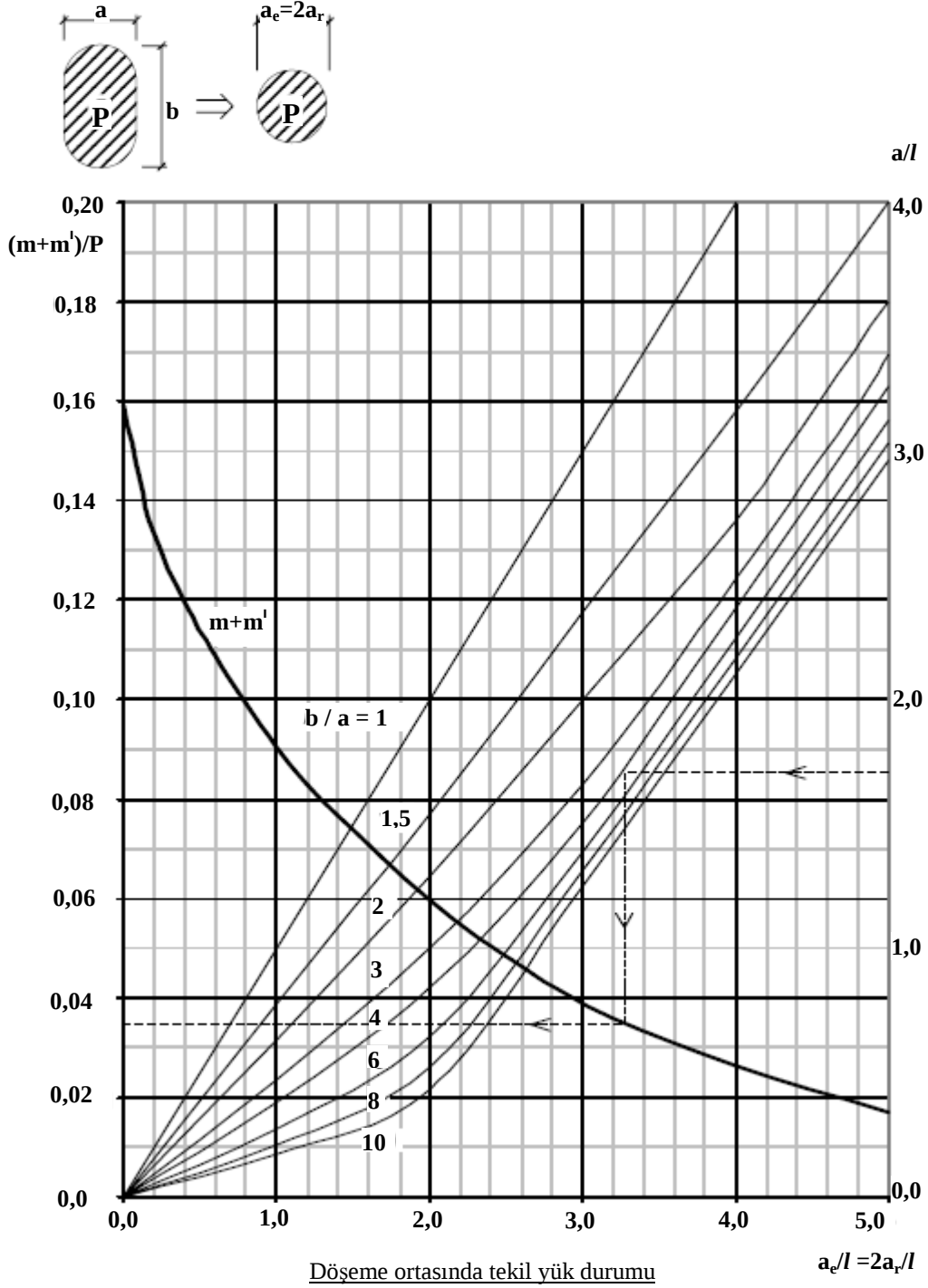
Köşe yük durumunda moment dağılımları



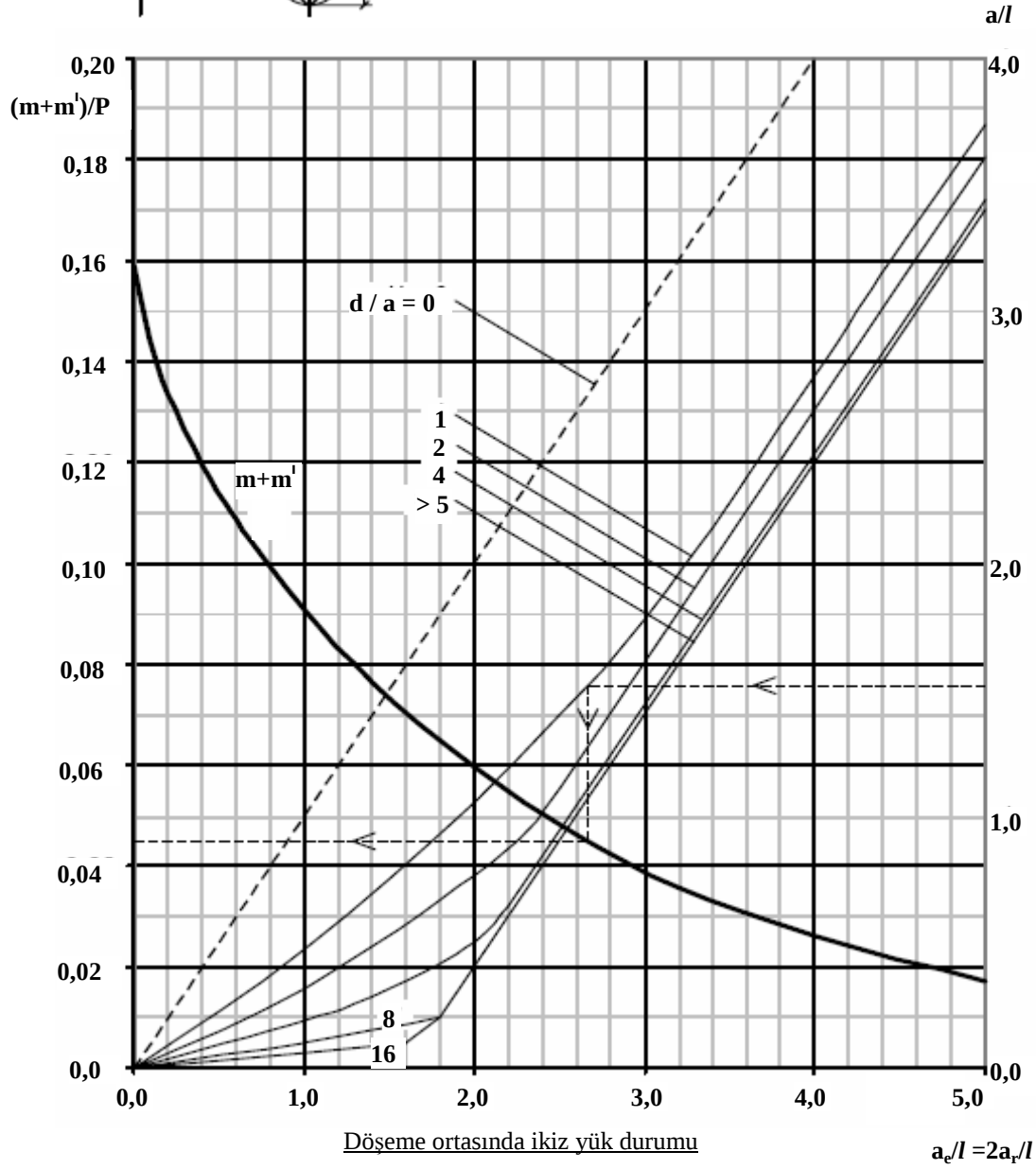
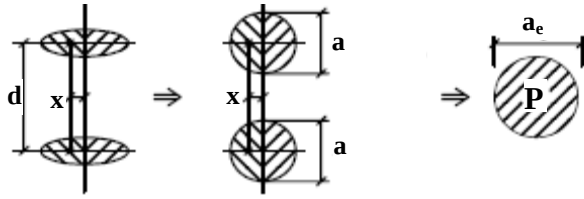


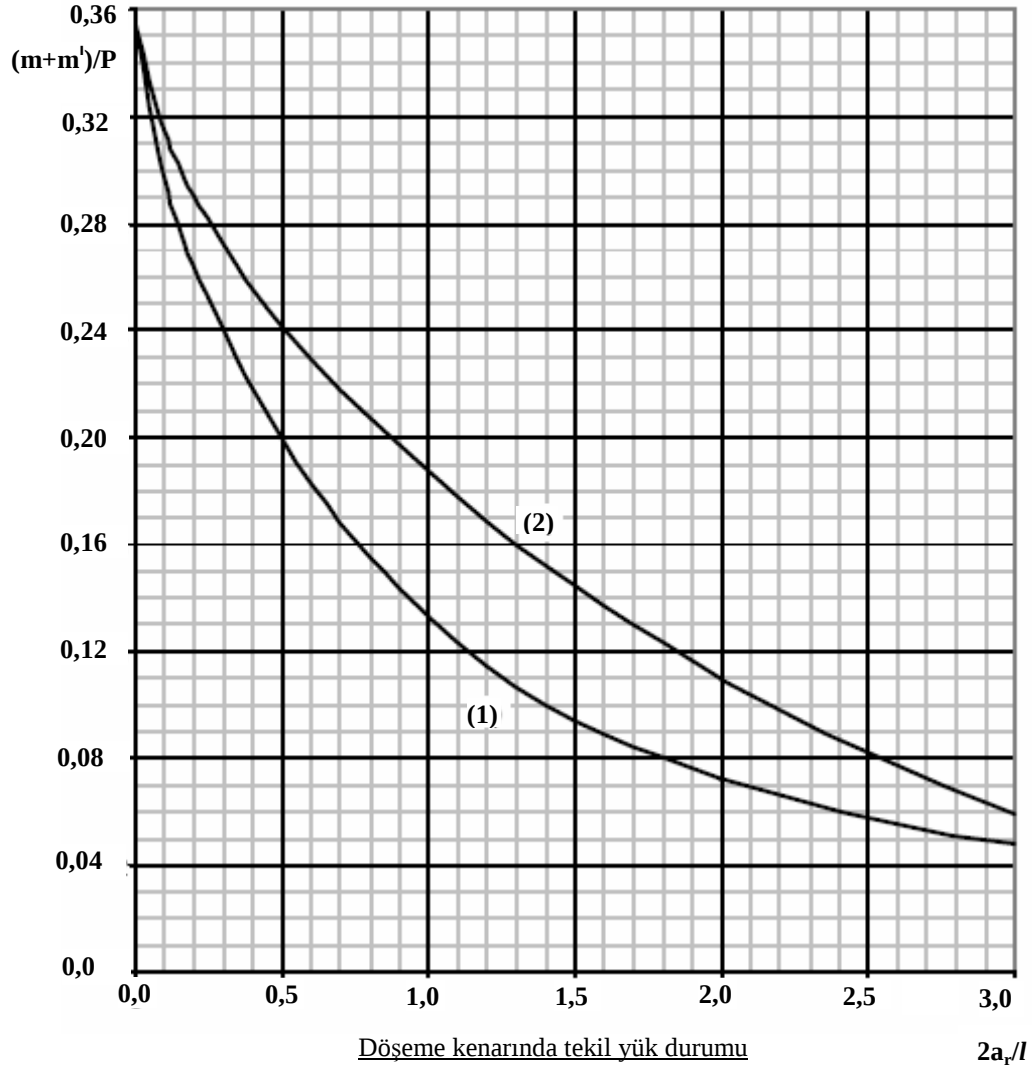
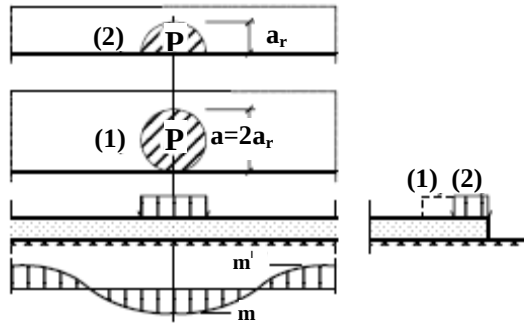
Negatif moment m' : Mutlak değerce gösterilmiştir.

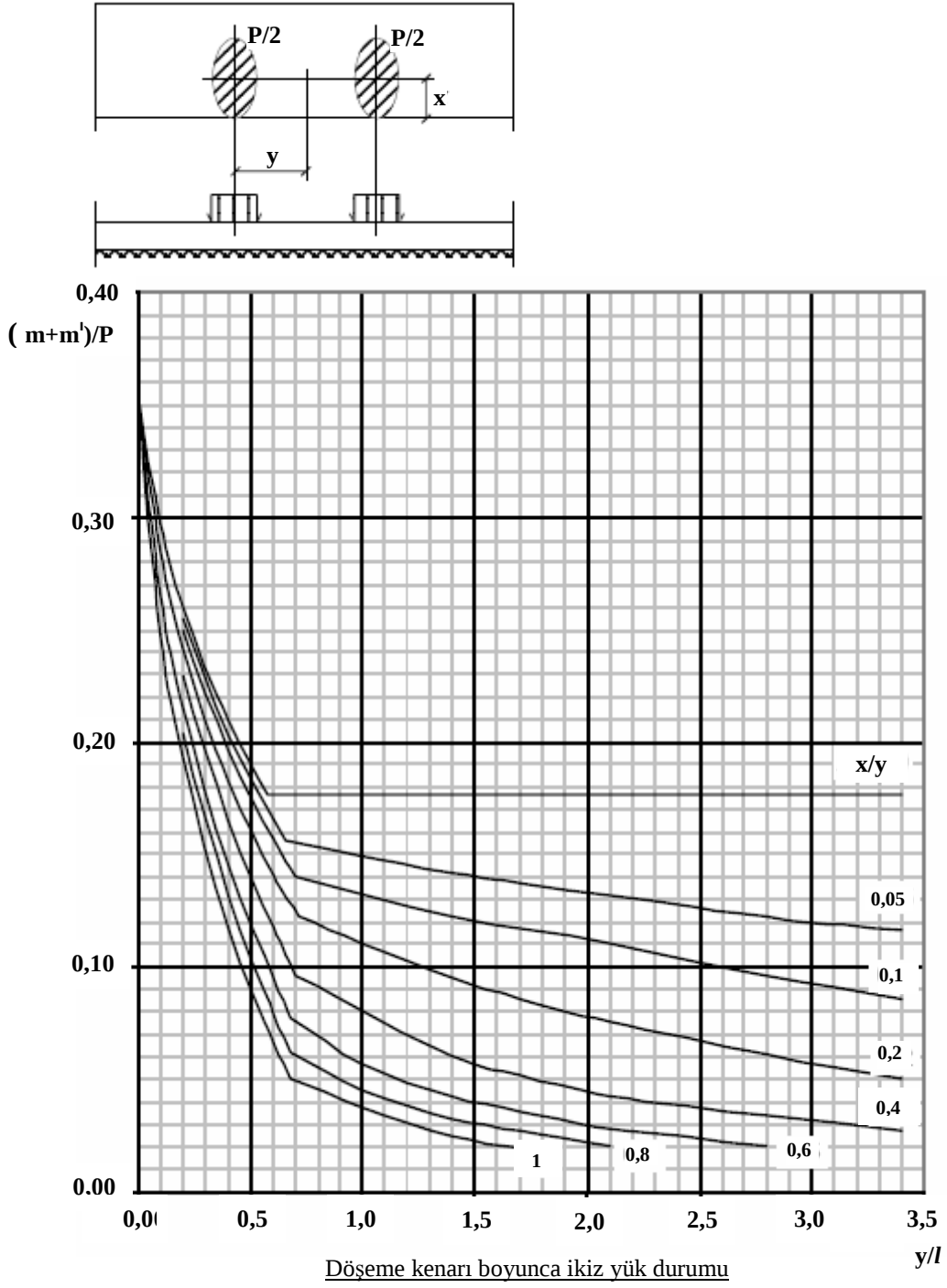


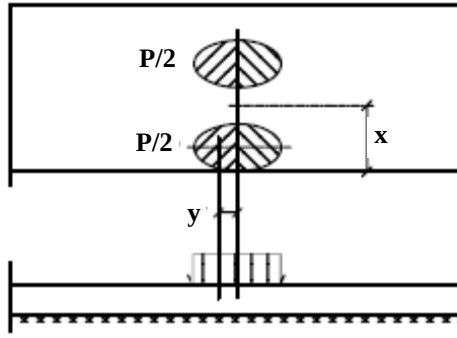


$$a = x(3\pi/2)$$

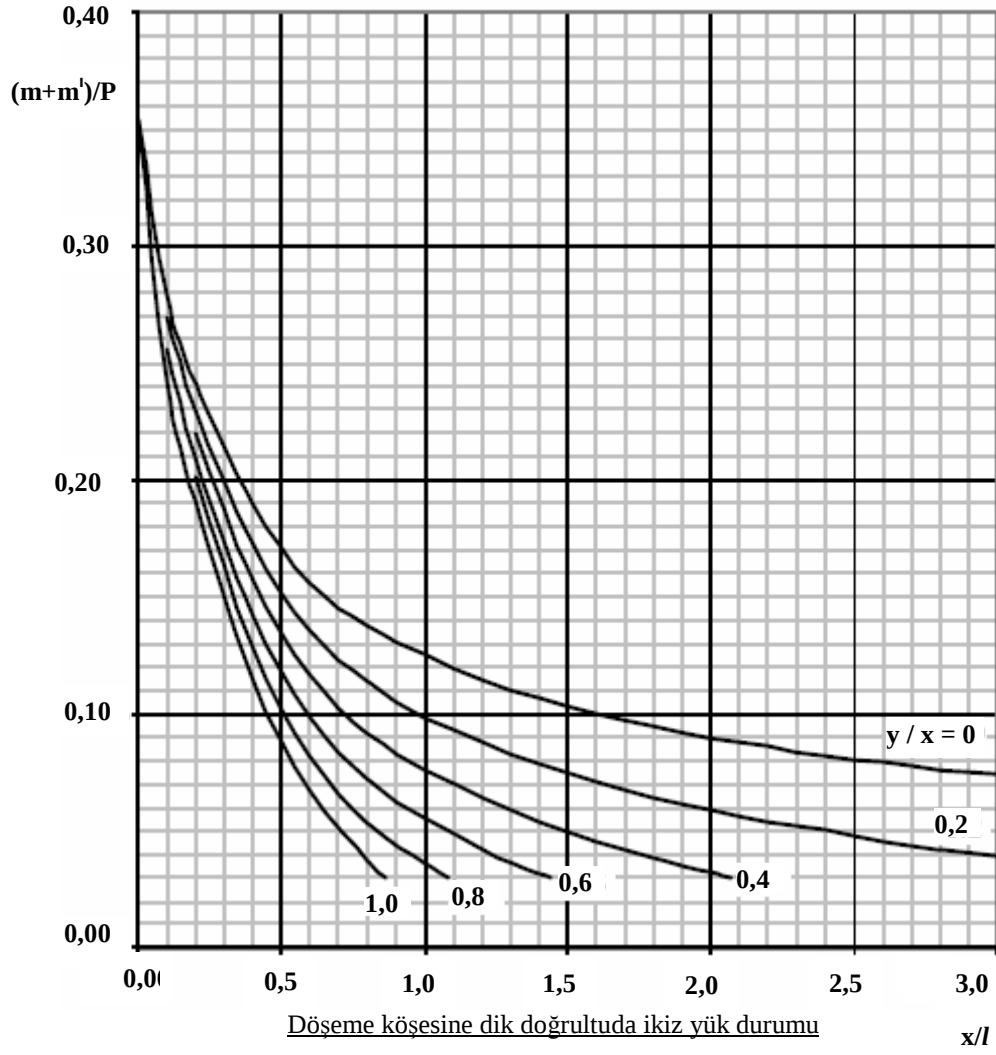


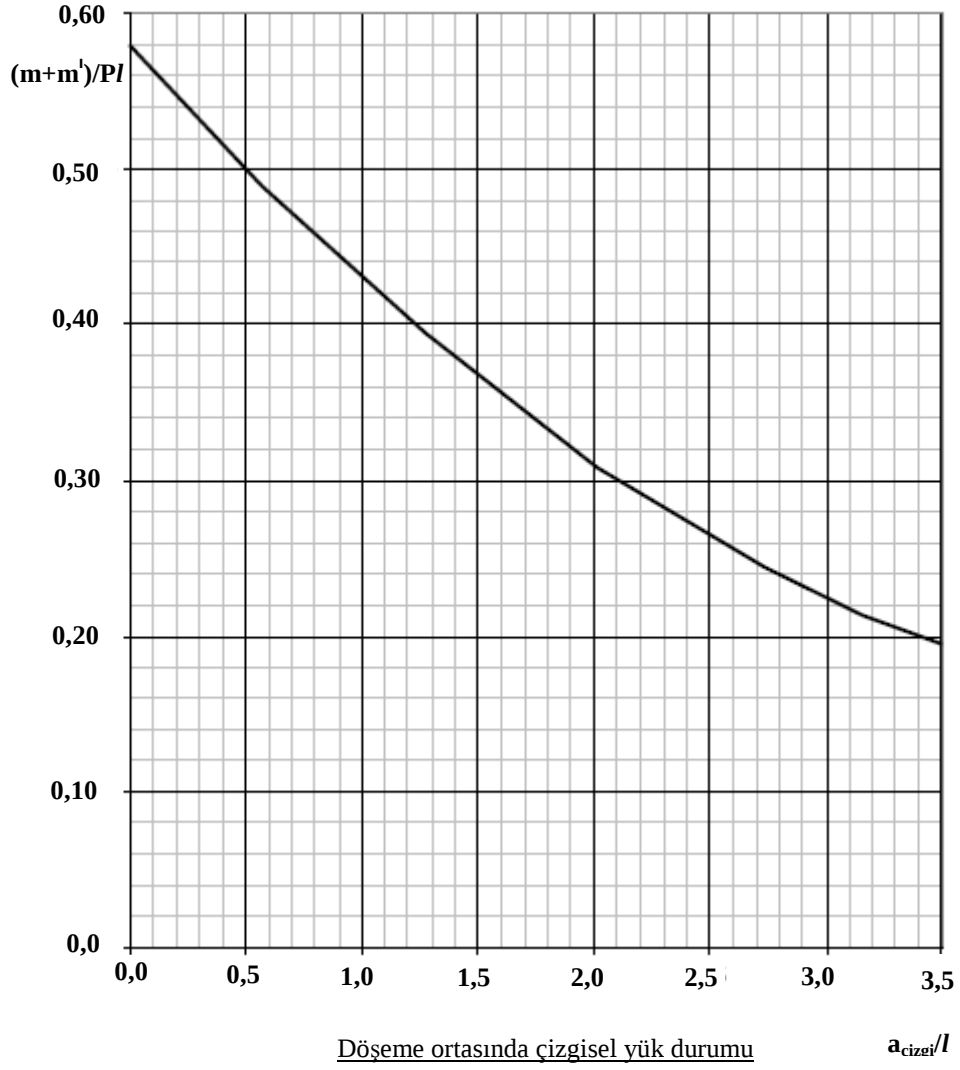
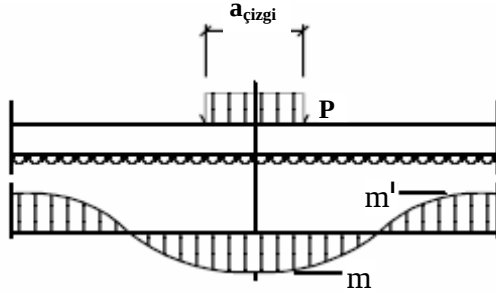






x : İki yükün ağırlık merkezinin köşeye olan mesafesi
 y : Tek tekerleğin ağırlık merkezinden, tekerleğin yarım alanının ağırlık merkezine olan mesafesi





EK 2

Kancalı uçlu teller için mevcut deney sonuçlarından ortalama ve 3 mm'ye kadar olan sehimler için eşdeğer eğilme dayanımının karakteristik değerleri aşağıdaki formülle elde edilebilir:

$$f_{fctm,eq} = \frac{R_{em,150} \cdot f_{ctm,fl}}{100} , \quad f_{fctk,eq} = 0,7 f_{ctm,eq} , \quad R_{em,150} = \frac{180W_f \lambda_f d_f^{1/3}}{180C + W_f \lambda_f d_f^{1/3}}$$

burada;

W_f : çelik tel içeriği (kg/m³)

λ_f : çelik tel boyunun (l_f) çelik tel çapına (d_f) oranıdır

d_f : çelik tel çapı (mm)

C = 20 (kancalı uçlu normal çelik teller için)

Yukarıdaki formüller C 30/37 ve C 40/50 sınıflarına sahip betonlar üzerinde yapılan deneylere dayanır. Daha yüksek sınıflar için, ilave deneyler önerilmektedir. Daha düşük dayanım sınıfları için hesaplanan değerler emniyetli olarak gözönüne alınabilir.

Kancalı uçlu çelik tel üreticisi tarafından hazırlanan tablolarda, en yaygın kullanılan kancalı uçlu teller için, betonun dayanım sınıfına ve kullanılan çelik tel içeriğine bağlı olarak ortalama ve karakteristik eşdeğer dayanımın $f_{fct,eq,150}$ değerini verir.

Benzer biçimde üretici tarafından hazırlanan tablolar ortalama ve karakteristik eşdeğer eğilme dayanımının ($f_{fct,eq,300}$) değerlerini göstermektedir. Sonraki değerler benzer yolla hesaplanır, fakat $R_{em,150}$ yerine $R_{em,300}$ kullanılır.

Mevcut deneylerden $R_{em,300}$ aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$R_{em,300} = \frac{180W_f \lambda_f}{180C + W_f \lambda_f}$$

Çelik tel malzeme standartları ATG 95/1857'deki teknik şartlara uygundur.

EK 3

V_{Rd1} kayma dayanımının tasarım değeri aşağıdaki formülle verilir:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,5 \sigma_{cp} b_w d$$

τ_{Rd} = kayma dayanımının temel tasarım değeri = $0,25 f_{ctk,ax} / \gamma_c$

Hesaplanan τ_{Rd} 'nin değeri $\gamma_c = 1,5$ alınarak Tablo 3.39'daki gibi verilebilir:

Tablo 3.39. Beton dayanımına bağlı olarak kayma dayanımı temel tasarım değerleri

f_{ck} , N/mm ²	20	25	30	35	40
τ_{Rd} , N/mm ²	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41

Eğer çekme bölgesindeki donatının %50'den fazlası azaltılabilirse $k = 1$ alınır.

Diğer durumlarda, $k = 1,6 - d$, burada d mm olarak kirişin derinliğidir, $k = 1$ (minimum değer olarak) ρ_1 = donatı yüzdesi = $\frac{A_{s1}}{b_w d}$. ρ_1 en fazla 0,02 alınmaktadır.

A_{s1} : bölgede yeterince iyi ankre edilmiş olan çekme donatısı, b_w : kesit genişliği.

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$

N_{sd} : yüklemeye veya öngermeye bağlı olarak kesitteki eksenel kuvvet, A_c : betonun enkesit alanı.