

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Elastik Zem., Otu. Veya Otu. Mün. Müt.,
Rad. Kaz. Tem., Hes. Esa. ve Prog.

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Fevzi Çeşmedî

1988

2/150
16
149

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ELASTİK ZEMİNE OTURAN VEYA OTURMAYAN MÜNFERİT, MÜTEMMADİ
RADYE, KAZIKLI TEMELLERİN HESAP ESASLARI VE PROGRAMLARI

LİSANS — ÜSTÜ TEZİ

YAPAN : İnş. Müh. Fevzi ÇEŞMECİ

İstanbul - 1988

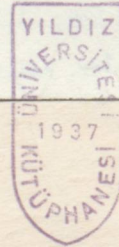
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

KÜTÜPHANE
17 JUN 90

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

10113
040

Kot	: R 150 149
Alındığı Yer	: FEN BİL. ENS.
Tarih	: 15.10.1991
Fatura	: 7777 - - -
Fiyatı	: 7000. TL
Ayniyat No	: 1/15
Kayıt No	: 47741
UDC	: 624.378.242
Ek	:



YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



ELASTİK ZEMİNE OTURAN VEYA OTURMAYAN MÜNFERİT, MÜTEMMADİ
RADYE, KAZIKLI TEMELLERİN HESAP ESASLARI VE PROGRAMLARI

LİSANS — ÜSTÜ TEZİ



YÖNETEN : Doç. İbrahim EKİZ

YAPAN : İnş. Müh. Fevzi ÇEŞMECİ

İstanbul - 1988

111-

Bu tezimin hazırlanmasında, her aşamada yardımlarını esirgemeyen, değerli görüşleri ile yol gösteren değerli hocam Doç. İbrahim Ekize saygı ve şükranımı sunarım.

ABSTRACT

-ÖZET-

Bu çalışmamın amacı tekil ve sürekli temellerin hesap yöntemlerini vermek ve bunlardan en çok kullanılan yöntemlerin bilgisayar programlarını hazırlamak ve daha sonrada programlar ile çözülen örneklerin kesit tesirlerini karşılaştırmaktır.

Bunun için bilinen yöntemlerden tekil temeller için LÖ-serin önerdiği hesap yöntemi, standart kesit hesap yöntemi ile Taşıma gücü yönteminin programları; sürekli temeller için ise T.S.500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım kuralı ları şartnamesinde yer verilen $q_1^2/12$ yöntemi, geliştirilmiş yük etki alanları yöntemi ile elastik zemine oturan sonlu kiriş tesir çizgileri metodunun bilgisayar programları hazırlandı.

İkinci aşamada ise bu programlarla çözülen temel örneklerinin sonuçları arasında karşılaştırma yapılmıştır.

NOTASYONLAR

M_x : x-x yönü eğilme momenti

M_y : y-y yönü eğilme momenti

M_d : Hesap eğilme momenti

M_i : İletme eğilme momenti

M_g : Sabit yükten dolayı temele atkiyen eğilme momenti

M_q : Hareketli yükten dolayı temele atkiyen eğilme momenti

N : Temele atkiyen eksenel kuvvet

ABSTRACT

The aim of this study is to state the calculation methods of footings and continuous footings and to prepare the computer programs of the most used methods for these calculations and afterwards to compare the internal stresses in the examples solved by these programs.

In case of footings the known methods are the programs of calculating procedure proposed by Löser, the standart cross section method the limit carrying capacity method. For continuous footings the computer programs of the $q.l^2/12$ method which is stated in T.S. 500 calculations and construction rules of concrete buildings, improved load effect fields method, and effect band of end beams on elastic ground method.

At the second stage a comparison is made between the footing examples solved by these programs.

a_y : Kolon y-y boyutu

b_x : Temelin x-x boyutu

b_y : Temelin y-y boyutu

σ_b : Beton emniyet gerilmesi

σ_s : Çelik emniyet gerilmesi

σ_z : Zemin emniyet gerilmesi

R : Kolon bileşkesi

e : Kolon bileşkesinin temel orta noktasına göre eksantrisitisi

NOTASYONLAR

M_x : x-x yönü eğilme momenti

M_y : y-y yönü eğilme momenti

M_d : Hesap eğilme momenti

M_i : İşletme eğilme momenti

M_g : Sabit yükten dolayı temele etkiyen eğilme momenti

M_q : Hareketli yükten dolayı temele etkiyen eğilme momenti

N : Temele etkiyen eksenel kuvvet

N_d : Temele etkiyen hesap eksenel kuvveti

N_i : Temele etkiyen işletme eksenel kuvveti

H : Temele etkiyen yatay kuvvet

H_d : Temele etkiyen hesap yatay kuvveti

H_i : Temele etkiyen işletme yatay kuvveti

Q, V : Kesme kuvveti kesit tesiri

V_x : x-x yönü kesme kuvveti

V_y : y-y yönü kesme kuvveti

V_{pr} : Beton zımbalama dayanımı

V_{pd} : Betonun hesap zımbalama dayanımı

ϵ : Kayma gerilmesi

W_t : Kesit mukavemet momenti

I : Atalet momenti

E_b : Betonun elastisitesi

K_o : Zemin yatak katsayısı

U_p : zımbalama çevresi

F_a : Zımbalama alanı

x : Mesafe

a_x : Kolon x-x boyutu

a_y : Kolon y-y boyutu

b_x : Temelin x-x boyutu

b_y : Temelin y-y boyutu

ϵ_b : Beton emniyet gerilmesi

ϵ_e : Çelik emniyet gerilmesi

$\epsilon_z, \epsilon_{zem}$: Zemin emniyet gerilmesi

R : Kolon bileşkesi

e_R : Kolon bileşkesinin temel orta noktasına göre eksantristiği

-GİRİŞ-

Yapıların en önemli bölümünü oluşturan temellerin statik hesabı inşaat mühendisliğinin en karmaşık konularından biridir. Son yıllarda zemin mekaniğinde görülen hızlı gelişmeler temel problemlerinin modern hesap yöntemleri ile çözümlerini zorunlu kılmıştır.

Çalışmamın birinci bölümünde temellerin gerçeğe en yakın değerleri veren yaklaşık hesap yöntemlerini vermeye çalıştım.

İkinci bölümde ise bu hesap metotlarına ait temel programlarını hazırladım.

Üçüncü bölümde ise ele aldığım örneklerin bilgisayar çıktılarını, kesit tesirlerinin karşılaştırılması için tablolar halinde hazırlayıp irdeleme yapıldı. Bu irdelemede amaç metotlar arasındaki kesit tesirleri değerlerinin farkını görmektir. Sonuçların karşılaştırılmasında tekil temel metodları arasında, değişik kesitlere göre moment alınması halinde , kesit tesirleri arasında büyük fark olmadığı ancak sürekli temellerde ise özellikle "elastik zemine oturan sonlu giriş tesir çizgileri metodu" ile yaklaşık nümerik metotlar arasındaki , kesit tesirlerinin farklarının bazen çok büyük olduğunu göstermeyi amaçladım.

Son bölümdede sonuçların değerlendirilmesi yapılarak çalışmamın son verdim.

İÇİNDEKİLER

SAHİFE

-Kesit tesirlerinin hesabı.....	32
-İki kolonlu sürekli temellerin gerilme yamağı metodu.....	32
-Özet	I
-Abstrac.....	II
-Hesaplarda Kullanılan Notasyonlar.....	III
-Giriş.....	IV
BÖLÜM I	
-Merkezi yük etkisindeki tekil temellerin taşıma gü- cüne göre hesabı.....	1
-Temel tabanının taşıma gücüne göre boyutlandırılması:	2
-Kesit tesirlerinin taşıma gücüne göre hesabı.....	4
-Temellerde zimbalama tahkiki.....	6
-Temellerde eğik çekme tahkiki.....	7
-Eksenel kuvvet, eğilme momentive yatay kuvvet etkisin- deki temeller hakkında genel bilgiler.....	11
- M, N, ve H etkisindeki temellerin taşıma gücüne göre boyutlandırılması.....	13
-M, N, ve H etkisindeki temellerin kesit tesirlerinin taşıma gücüne göre hesabı.....	16
-M, N ve H etkisindeki simetrik olmayan temellerin taşıma gücüne göre hesabı	18
- Eksenel kuvvet etkisindeki simetrik tekil temellerin kesit hesabı esasları.....	22
-Trapez tekil temellerin eksantrik basıca göre hesabı:	26
-Merkezi yük etkisindeki tekil temellerin Löser'e göre çözümü.....	33
-Kesit tesirlerinin lösere göre hesabı.....	34
-Ana doğrultuda eksantrik yüklü temellerin Löser'e göre hesabı.....	38
-Temel eksantrikliğinin üniform taban basıncı oluşturu- racak biçimde seçilmesi.....	36
-Kesit tesirlerinin hesabı.....	39
-Temel eksantrikliğinin üniform taban basıncı oluşturu- maması durumu.....	40
-Kesit tesirlerinin hesabı.....	43
-İki Kolonlu sürekli temellere giriş.....	46
-İki Kolonlu sürekli temellerin taşıma Gücüne göre boyutlandırılması.....	51

-Kesit tesirlerinin hesabı.....	52
-İki kolonlu sürekli temellerin gerilme yamağı metodu ile çözümü.....	55
-Eşit merkezi kolon yükleri etkisindeki iki kolonlu sürekli temelin kesit tesirlerinin hesabı.....	56
-Eşit olmayan kolon yükleri etkisindeki iki kolonlu sürekli temellerin taban gerilmesinin hesabı.....	58
-Eşit olmayan kolon yükleri etkisindeki iki kolonlu sürekli temellerin taban gerilmesinin üniform yapılması:	59
-Enine doğrultuda eksantrik kolon yükleri etkisindeki ik kolon sürekli temelin hesabı.....	62
-Temel boyutlarının ekonomik biçimde belirlenmesi.....	64
-Sürekli temellerin yük etki alanları yöntemi ile çözümü.....	67
-Sürekli temellerin elastik zemine oturan sonlu giriş olarak çözümü.....	70
-Üç veya daha çok kolonlu temellerin taban gerilmele- rinin üniform yapılabilirdiği durumlar.....	76
-Üç veya daha çok kolonlu temellerin taban gerilmele- rinin üniform yapılamadığı durumlar.....	80
-Rijit sürekli temellerin kesit tesirlerinin hesabı....	82
-Elastik sürekli temellerin çözüm yöntemleri.....	85
-Elastik sürekli temellerin yük etki bölgeleri metodu ile çözümü.....	86
-Geliştirilmiş yük etki alanları yöntemi ile çözümü....	96
-Izgara temellerin hesabı.....	102
-Radye jeneral temellerin hesabı.....	109
-Temellere ilişkin TS 500 yönetmelik kayıtları.....	114

BÖLÜM II.

-Tekil temellerin Löser'e göre hesap yönteminin bilgi- sayar programı.....	118
-Tekil temellerin gerilmeler yöntemine göre bilgisayar programı.....	121
-Tekil temellerin taşıma gücü yöntemine göre bilgisay- ar programı.....	124
-Sürekli temellerin $q.l^2/12$ yönteminin bilgisayar programı.....	127

- Sürekli temellerin geliştirilmiş yük etki alanları yönteminin programı.....: 132

BÖLÜM III.

- Tartışma ve sonuçlar.....: 138
- Özgeçmiş.....: 141
- Yararlanılan kaynaklar.....: 142

Temel üzerindeki yük : N_g

Kolonun hareketli yükü : N_q

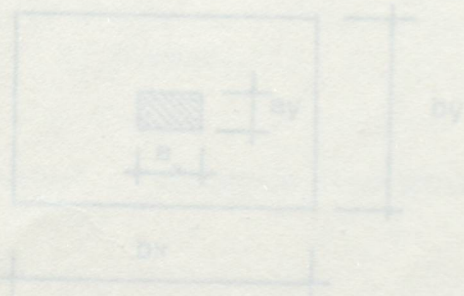
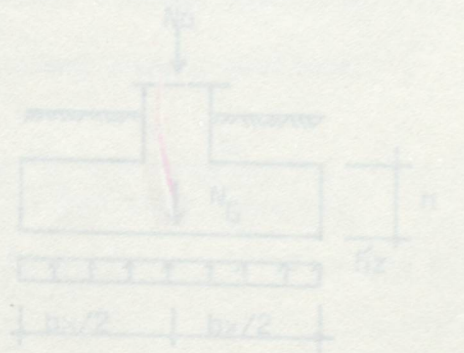
Kolon taşıma yükü : $N_d = 1.0.N_g + 1.0.N_q$

Kolon hesap yükü : $N_d = 1.40.N_g + 1.60.N_q$

Temel ile zeminde bulunan toprak yüzeyinin öz ağırlığı : E_s

Bu kaldırma kuvveti : E_d

Toprak temel zati ağırlığı : $N_B = E_s - E_d$



MERKEZİ YÜK ETKİSİNDEKİ SÖMELLER-

Taban boyutları b_x ve b_y olan simetrik düzenlenmiş dikdörtgen bir sömele yalnızca eksenel N_k kolon yükünün etkimesi durumunda, taban basıncının doğrusal dağılım varsayımına göre üniform yayılı olması gerektiği açıktır.

Sömele etki eden N_k kolon yükü altında tabanda oluşan V düşey yükünün bileşenleri:

Kolon sabit yükü : N_g

Kolonun hareketli yükü : N_q

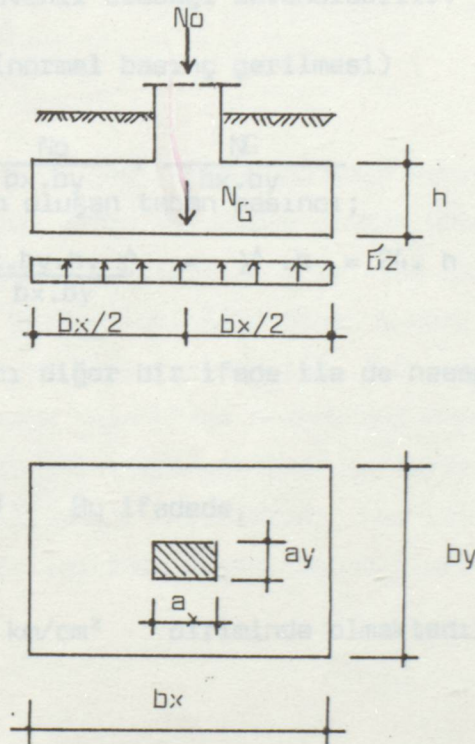
Kolon işletme yükü : $N_o = 1.0.N_g + 1.0.N_q$

Kolon hesap yükü : $N_d = 1.40.N_g + 1.60.N_q$

Temel ile üzerinde bulunan toprak kitlesinin öz ağırlığı : G_s

Su kaldırma kuvveti : G_w

Toplam temel zati ağırlığı : $N_G = G_s - G_w$



1-A- TEMEL TABANININ BOYUTLANDIRILMASI-

Ng öz ağırlığından dolayı temel tabanında oluşan basınç gerilmesi

$$\sigma_g = N_g : A_T$$

olarak bulunur. ($A_T = b_x \cdot b_y$) olarak bulunan temelin taban alanıdır.

σ_g basınç gerilmesinin içeriği konusunda henüz görüş birliği yoktur. Bazı yazarlar σ_g taban basıncının, temel ağırlığı ile onun üzerindeki toprak ağırlığından oluşan gerilme olarak alınması gerektiğini belirtirken, diğerleri yalnız sömel ağırlığından oluşan gerilme olarak alınmasını istemektedirler. Hatta bazı yazarlar taban üzerindeki toprak yükünün daha öncedende bulunduğunu gözönüne alarak, temel ağırlığı ile aynı hacimdeki toprak ağırlığı farkından oluşan gerilmenin σ_g olarak alınmasını önermektedirler.

Taban güvenlik basıncı temel derinliğide gözönüne alınarak saptandığına göre, σ_g taban basıncının sömel ağırlığı ile varsa üzerinde bulunan toprak ağırlığının toplamından oluşan gerilme olarak alınmasının daha uygun ve güvenli olacağı savunulabilir.

Taban basıncı (normal basınç gerilmesi)

$$\sigma_{zem} \geq \frac{N_o}{b_x \cdot b_y} + \frac{N_g}{b_x \cdot b_y}$$

Ng ağırlığından oluşan taban basıncı;

$$\sigma_g = N_g / A_T = \frac{b_x \cdot b_y \cdot h \cdot \gamma}{b_x \cdot b_y} = \gamma \cdot h = 24 \cdot h \text{ (N/m}^2\text{)}$$
$$\sigma_g = 24 \cdot h$$

σ_g taban basıncı diğer bir ifade ile de hesaplanabilmektedir.

$$\sigma_g = \sqrt{N_o / 3000} \quad \text{Bu ifadede,}$$

$N_o = \text{kg}$, $\sigma_g = \text{km/cm}^2$ biriminde olmaktadır.

$$\sigma_{zem} \geq \frac{N_0}{b_x \cdot b_y} + \frac{N_G}{b_x b_y}$$

$$\sigma_g = \frac{N_G}{b_x b_y}$$

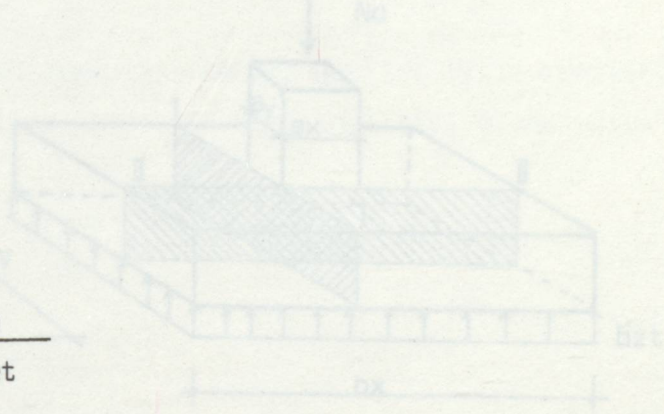
$$A_T = b_x \cdot b_y$$

$$\sigma_{zem} \geq \frac{N_0}{A_T} + \sigma_g$$

$$\sigma_{z \text{ net}} = \sigma_{zem} - \sigma_g$$

$$\sigma_{z \text{ net}} = \frac{N_0}{A_T}$$

$$A_T = b_x \cdot b_y = \frac{N_0}{\sigma_{z \text{ net}}}$$



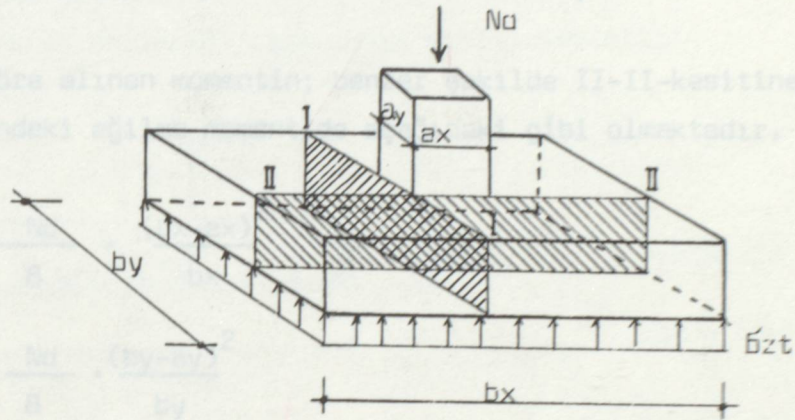
Temel taban alanı bu şekilde bulunduğundan sonra taban boyutlarını sınırlandıran bir koşul varsa ve sömele oturan kolon kesiti kare veya kareye yakınsa, temel boyutları $a_x = a_y = \sqrt{A_T}$ olan kare olarak belirlemek en ekonomik çözüm olur. Eğer taban kenarlarında biri bu değerlerden daha küçük yapılmak zorunda ise. (Örneğin, a_x kenarı), bu durumda diğer kenarın $a_y = A_T/a_x$ olarak bulunacağı açıktır. Temel oturan kolon kesiti boyutları birbirinden farklı olan dikdörtgen şeklinde olursa; temel tabanı boyutlarını, her iki yöndeki eğilme momentleri eşit olacak şekilde seçmek uygun olur.

1-B- KESİT TESİRLERİNİN HESABI -

Taşına gücüne göre hesap yapılırken kesit tesirlerinin hesabında hesap yükleri kullanılmaktadır. Temek yüksekliği ve donatısı, temel kendi içindeki kesit zorlanmalarını karşılayacak şekilde belirlenir. Bu amaçla her iki doğrultuda ayrı ayrı olmak üzere, temel tabanı kenarından a uzaklıktaki kesitlerde oluşan V_d ve M_d kesit zorları, temel kendi ağırlığı gözönüne alınmadan hesaplanırlar.

N_d = Hesap yükü

$$N_d = 1,4 \cdot G + 1,6 \cdot Q$$



$$\sigma_{zd} = N_d / b_x \cdot b_y$$

I-I- Kesitine göre moment alınır

$$M_{xd} = M_{I-I} = (1/2) \cdot (\sigma_{zd} \cdot b_y) \cdot (b_x - a_x)^2 / 2$$

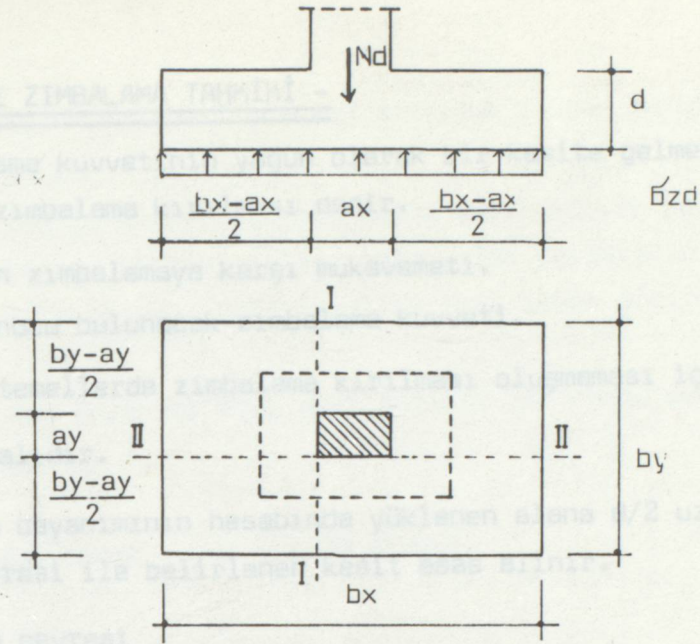
$$M_{xd} = M_{I-I} = (1/8) \cdot \sigma_{zd} \cdot b_y \cdot (b_x - a_x)^2$$

olarak bulunur. Bu ifadede

σ_{zd} yerine $\sigma_{zd} = \frac{N_d}{b_x \cdot b_y}$ ifadesi yazılırsa.

$$M_{xd} = \left(\frac{N_d}{8} \right) \cdot \frac{(b_x - a_x)^2}{b_x} \quad \text{olarak eğilme momenti bulunur.}$$

* Kesit zarflarının kolon kenarında hesaplanmaları yapılan son deneysel araştırmaların sonuçlarına göre güvenlik tarafındadır.



I-I kesitine göre alınan momentin; benzer şekilde II-II-kesitine göre alınırsa bu yöndeki eğilme momentide aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$M_{xd} = M_{I-I} = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{(b_x - a_x)^2}{b_x}$$

$$M_{yd} = M_{II-II} = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{(b_y - a_y)^2}{b_y}$$

Temelde oluşan kesme kuvvetleri I-I kesitine göre şöyledir,

$$V_x = V_{I-I} = \bar{b}_z \cdot b_y \cdot (b_x - a_x)/2$$

$$\bar{b}_z = N_d / b_x \cdot b_y$$

$$V_x = (N_d / b_x \cdot b_y) \cdot b_y \cdot (b_x - a_x)/2 = (N_d/2) \cdot (b_x - a_x) / b_x$$

$V_x = (N_d/2) (1 - a_x/b_x)$ olarak bulunmuş olur.

Aynı şekilde iki kesitine göre kesme kuvveti ifadeleri yazılırsa sonra kesme kuvveti ifadeleri aşağıdaki gibi olur.

$$V_x = (N_d/2) \cdot (1 - a_x/b_x)$$

$$V_y = (N_d/2) \cdot (1 - a_y/b_y)$$

1-C- TEMELLERDE ZİMBALAMA TAHKİKİ -

Zımbalama : Kesme kuvvetinin yoğun olarak bir kesite gelmesi ile oluşan kırılmaya zımbalama kırılması denir.

V_{pr} = Döşemenin zımbalamaya karşı mukavemeti.

V_{pd} = Hesap sonucu bulunacak zımbalama kuvveti.

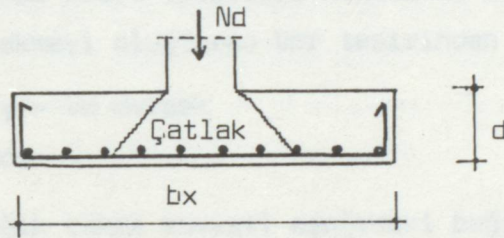
olduğuna göre temellerde zımbalama kırılması oluşmaması için

$V_{pr} \geq V_{pd}$ olmalıdır.

Zımbalama dayanımının hesabında yüklenen alana $d/2$ uzaklıkta oluşan U_p , çevresi ile belirlenen kesit esas alınır.

U_p = Zımbalama çevresi

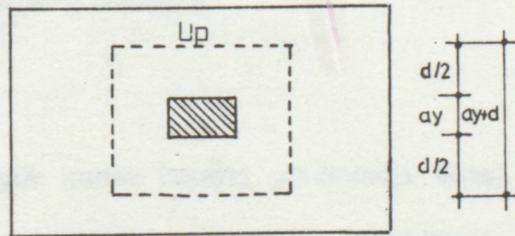
d = Plâk etkili derinliği veya temel etkili derinliği



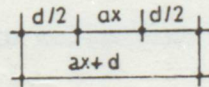
$$V_{pr} \geq V_{pd}$$

$$V_{pd} = F_d - F_a$$

Temellerde $F_d = N_d$ alınır.



$$F_a = (N_d / b_x \cdot b_y) \cdot (a_x + d) \cdot (a_y + d)$$



$$V_{pd} = N_d - (N_d / b_x \cdot b_y) \cdot (a_x + d) \cdot (a_y + d)$$

$$V_{pd} = N_d (1 - (a_x + d) \cdot (a_y + d) / b_x \cdot b_y)$$

V_{pd} = Zımbalama hesap yükü bu alan üzerinde oluşan kesme kuvvetinin toplamıdır.

F_d = Plağa uygulanan belirli bir alana yayılmış yük veya kolon yükü.

F_a = U_p zımbalama çevresi içinde kalan plâk yüklerinin toplamı (döşemeler için döşeme yükü) temeller için zemin gerilmelerinin toplamı.

V_{pr} = Zımbalama dayanımı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$V_{pr} = \lambda \cdot f_{ctd} \cdot U_p \cdot d$$

Eksenel yüklemelerde $\lambda = 1.00$ alınır.

1-4-TEMELLERDE EĞİK ÇEKME TAHKİKİ-

Temel kesit tesirleri hesabında bulunan V_x ve V_y kesit tesirleri eğik çekmeyi oluşturan V_{cr} tesirinden küçük olmalıdır.

$$V_x \geq V_y = V_d \text{ dersek}$$

$$V_d \leq V_{cr}$$

V_{cr} eğik çekme kuvveti aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmalıdır.

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

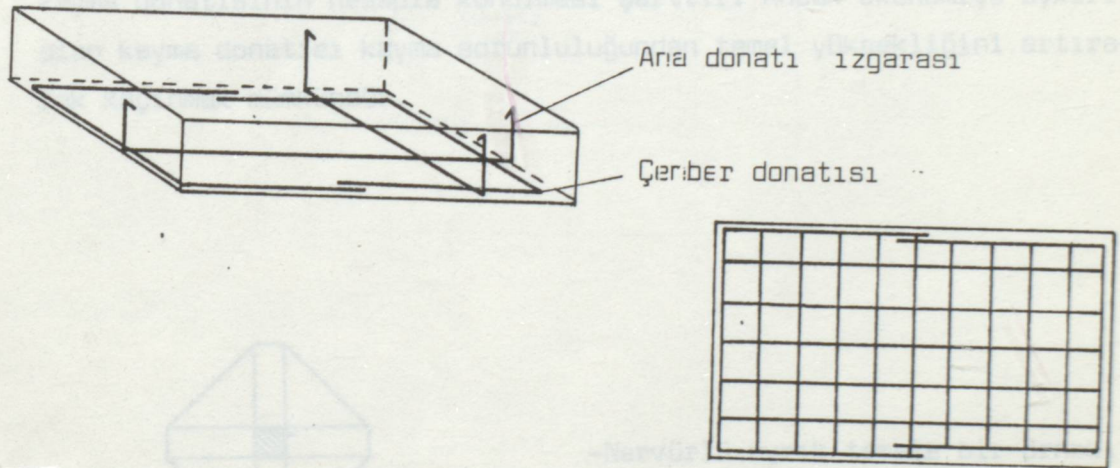
b = Büyük kesme kuvveti yönündeki temel genişliği b_x veya b_y

d = Temel etkili derinliği ortalaması

f_{ctd} = Hesapta kullanılan beton çekme dayanımı.

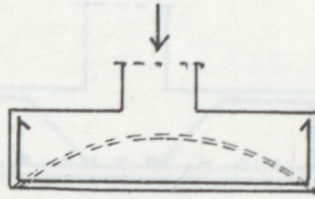
Kesit zorlamalarının bu şekilde bulunmasından sonra kesit betonarme hesapları, sabit kalınlıklı temel plâkları için dikdörtgen kesitler, değişken kalınlıklı temel plâkları için ise trapez kesitler gibi yapılır.

Hesap ile bulunan enine ve boyuna doğrultudaki donatılar temel tabanında bir ızgara oluşturacak şekilde yerleştirilirler. Bir çok eski betonarme kitabında bu donatı ızgarasının, momentin taban ortasında toplanması gözönüne alınarak orta bölgede sıklaştırılması şart koşulmaktadır. Gerekli donatı dağılımı konusunda çeşitli kurallarda verilmiştir. Ancak betonarme temeller üzerinde yapılan son deneyler, özellikle taşıma gücü yönünden, temelin kırılmaya yakın çalışma durumunda, dağılım ne şekilde olursa olsun donatının eşite yakın durumunda, dağılım ne şekilde olursa olsun donatının eşite yakın yüklendiğini göstermiştir. Bu bakımdan pratikte büyük kolaylık sağlayan ve öteden beri yapılagelen eşit aralıklı donatı dağılımının büyük sakıncası olmadığı söylenebilir. Ayrık temellerde donatı ızgarasının kabuca temel ortasında sıklaştırılması yeterlidir.



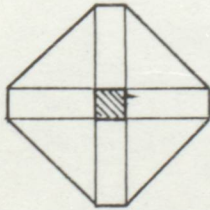
Son deneysel gözlemlere göre betonarme ayrık temeller için uygun donatı yerleştirilişi. (kolon filizleri gösterilmemiştir.)

Yine aynı deneysel araştırmalar, temelın kırılmaya yakın çalışma durumunun, her iki doğrultuda gergili kemer şeklinde olduğunu da göstermiştir. Bu nedenle tabandaki boyuna ve enine donatının temelın bir ucundan diğerine kesilmeden ve azaltılmadan uzatılması ve beton basınç bölgesine ankrajın sağlanması bakımından uçlarının yukarıya kaldırılması gerekir. Ayrıca tüm temel tabanının çevresine kemerlenmeden doğan itkiyi karşılamak amacı ile boyuna ve enine donatıdan daha büyük çapta konstrüktif bir çember donatı konulması çok yararlı olmaktadır.

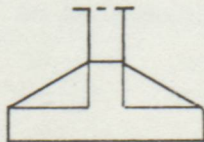


-Betonarme ayırık temellerin kırılmaya yakın çalışması.

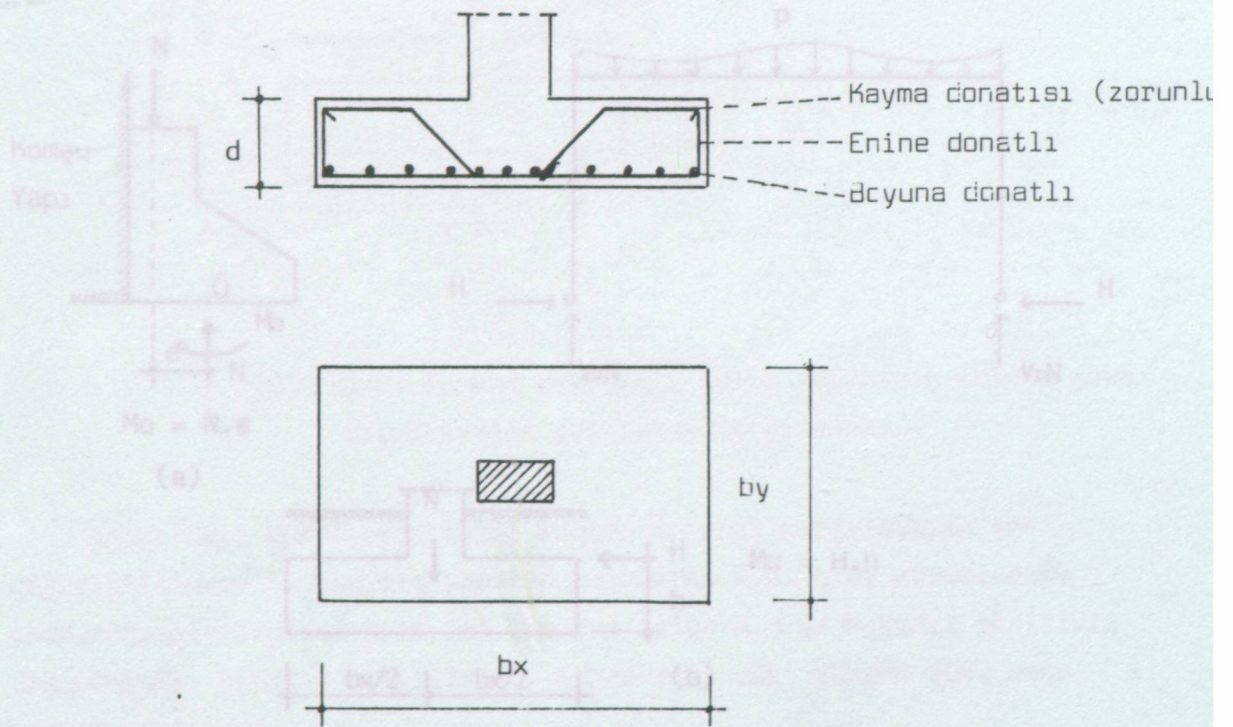
Kayma gerilmelerinin kayma alt sınırından büyük olması durumunda kayma donatısının hesapla konulması şarttır. Ancak ekonomiye aykırı olan kayma donatısı kayma sorunluluğundan temel yüksekliğini artırarak kaçınmak mümkündür.



-Nervürlü ayırık temele bir örnek.



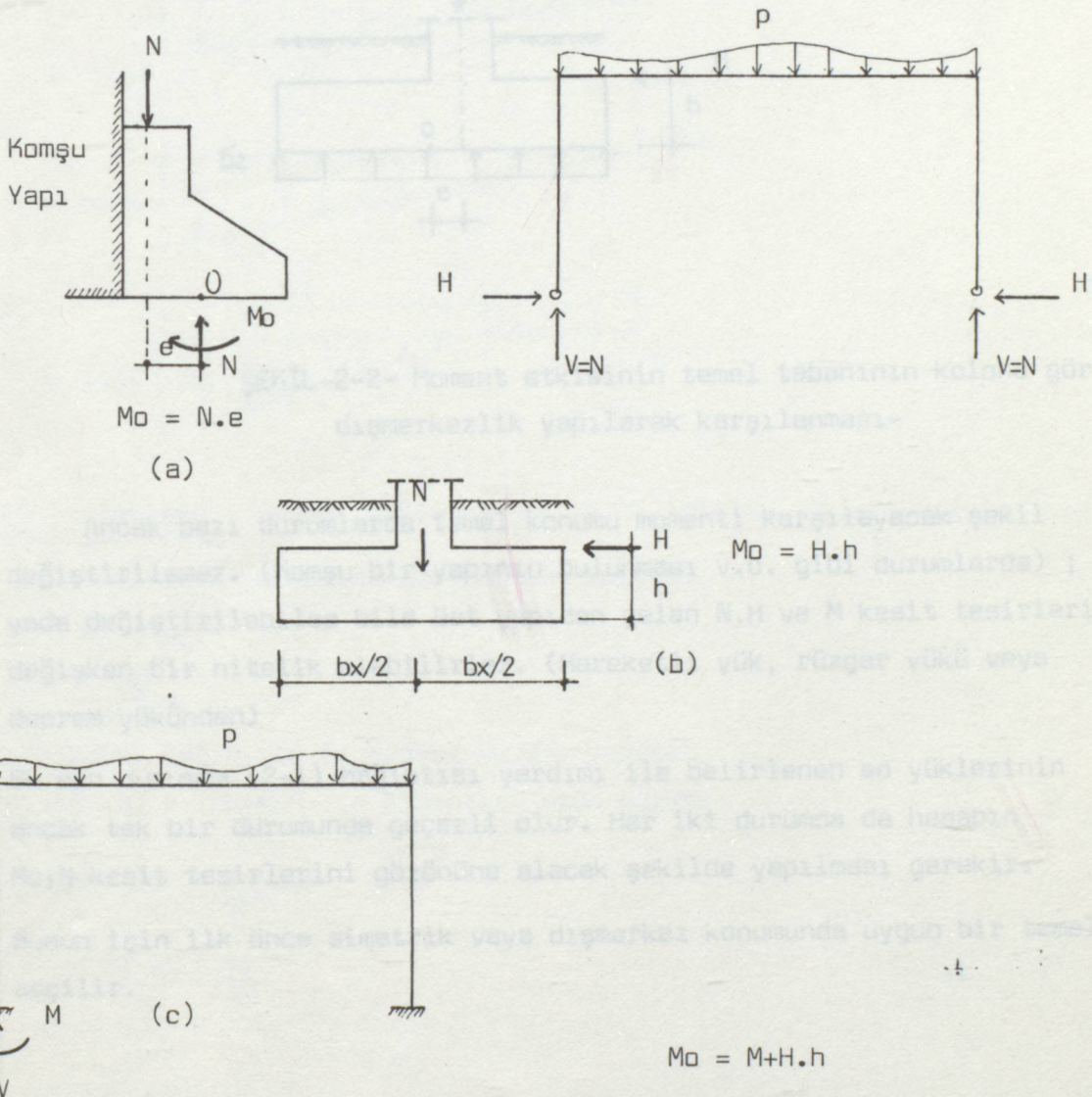
Yükün çok büyük ve zeminin çürük olduğu durumlarda ayırık temeller alışlagelen basit şekillerde yapılmayabilir. Betondan ekonomi sağlamak ve rijit bir temel elde etmek amacı ile nevtürlü bir temele gidilebilir. Böyle bir temelin hesabı tersine dönmüş benzer bir döşemenin hesabından farksızdır.



Şekil- 2-1- Temel tabanında normal kuvvetten başka eğilme momentinin bulunması durumunda.

2- M-N-V ETKESİNDEKİ ANKASTRE KOLON TEMELLERİ-

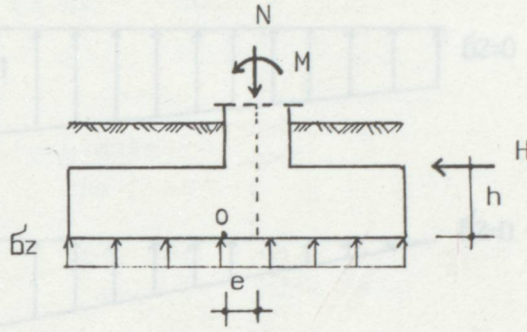
Ayrık temeller her zaman yalnız N normal kuvvet etkisinde bulunmazlar. Bazı kereler, kolon ve temel merkezlerinin üst üste düşmesinden oluşan dışmerkezlilik. (Şekil 2.1-a) yada doğrudan doğruya taşıyıcı sistemin özelliklerinden dolayı (Şekil 2.1-b-c), temel tabanında H ve M kesit tesirleri bulunabilir. Bu kesit tesirlerinde dolayı oluşan M_0 temel taban orta noktasına göre eğilme momenti, momentin zemindeki gerilme yayılışını değiştirmesi dolayısı ile, temel hesabına geniş ölçüde etkindir.



Şekil- 2-1- Temel tabanında normal kuvvetten başka eğilme momentinin de bulunması durumları.

Temel konumu komşu bir yapıdan ötürü kısıtlanmamış ise, hesabın bu durumda, daha önce belirtilenlere uygun olarak yapılabilmesi mümkündür. Bunun için temel tabanının O orta noktasının M_o . momenti yönüne $e_o = M_o/N$ (2-1)

kadar kaydırılması yeterlidir. Böylece $\bar{z}$ zemin gerilmesi yeniden (Şekil 2-2) deki gibi düzgün yayılı olacağından hesap normal kuvvet etkisindeki temellerdeki gibi yapılabilir.



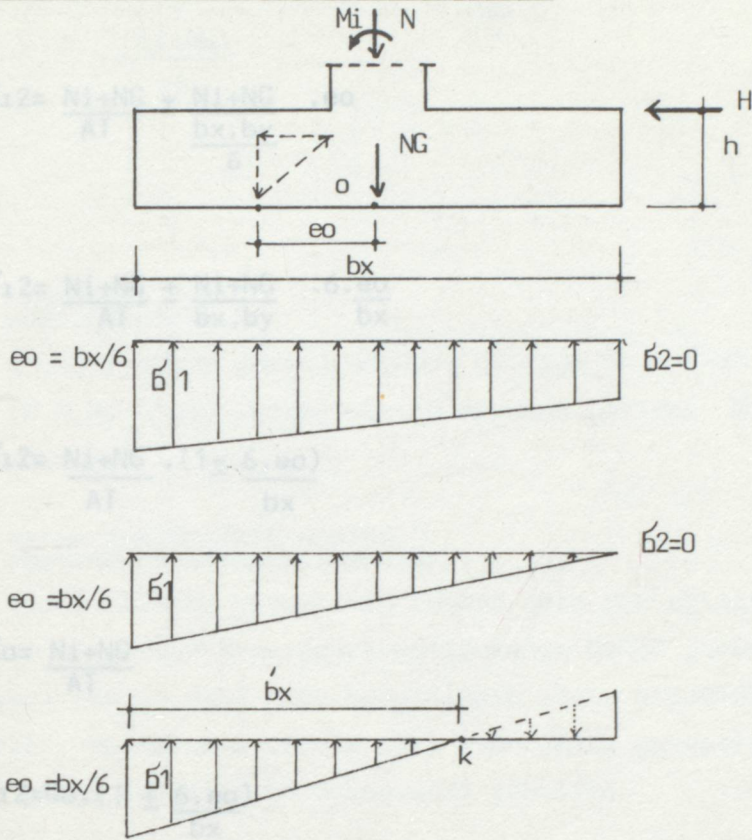
ŞEKİL-2-2- Moment etkisinin temel tabanının kolona göre dışmerkezlik yapılarak karşılanması-

Ancak bazı durumlarda temel konumu momenti karşılayacak şekil değiştirilemez. (Komşu bir yapının bulunması v.b. gibi durumlarda) ; yada değiştirilebilse bile üst yapıdan gelen N, H ve M kesit tesirleri değişken bir nitelik alabilirler. (Hareketli yük, rüzgar yükü veya deprem yükünden)

Bu son durumda (2-1) bağıntısı yardımı ile belirlenen e_o yüklerinin ancak tek bir durumda geçerli olur. Her iki durumda da hesabın M_o, N kesit tesirlerini gözönüne alacak şekilde yapılması gerekir.

Bunun için ilk önce simetrik veya dışmerkez konumunda uygun bir temel seçilir.

M-N-H ETKİSİNDEKİ SİMETRİK TEMELLER



BOYUTLANDIRMA : (Boyutlandırmada M_i ve H_i işletme yükleri kullanılır)

Temelin orta O noktasına göre moment alırsak;

$$M_o = M_i + H_i \cdot h$$

$$e_o = \frac{M_o}{(N_i + N_G)}$$

yukardaki bağıntıda M_o değeri yerine konursa

$$e_o = \frac{M_i + H_i \cdot h}{(N_i + N_G)} \quad \text{bağıntısı elde edilir}$$

1- Eğer $e_o < \frac{b_x}{6}$ ise

$$\sigma_{12} = \frac{N_i + N_G}{A_T} \pm \frac{M_o}{W_T}$$

$$W_T = \frac{b_x \cdot b_y}{6}$$

W_T = Temelin eğilme yönündeki mukavemet momenti.

WT ifadesi (2.1.4) ifadesinde yerine konursa-

$$G_{12} = \frac{N_i + N_G}{AT} \pm \frac{N_i + N_G}{bx \cdot by} \cdot eo$$

NOT:

$$G_{12} = \frac{N_i + N_G}{AT} \pm \frac{N_i + N_G}{bx \cdot by} \cdot \frac{6 \cdot eo}{bx}$$

$$G_{12} = \frac{N_i + N_G}{AT} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot eo}{bx}\right)$$

$$G_0 = \frac{N_i + N_G}{AT}$$

$$G_{12} = G_0 \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot eo}{bx}\right)$$

2- EĞER $eo = \frac{bx}{6}$ ise

$$G_1 = 2 \cdot G_0$$

$$G_2 = 0 \text{ olur.}$$

3- EĞER $eo > \frac{bx}{6}$

$$c = \frac{bx}{2} - eo$$

$$b'x = 3 \cdot c$$

k noktasına göre $y=0$ yazılırsa

$$N_i + N_G = G_1 \cdot \frac{b'x}{2} \cdot by$$

$$G_1 = \frac{2(N_i + N_G)}{bx \cdot b'x}$$

$$AT' = b \cdot b' \cdot x$$

$$b_1 = 2 \cdot \frac{(N_i + NG)}{AT'}$$

NOT:

BOYUTLANDIRMA

- 1- (M,N,H) düşey yükten meydana gelirse $b_1 \leq b_{zem}$
- 2- (M,N,H) düşey +yatay yükten meydana gelirse $b_1 \leq 1.33 \cdot b_{zem}$ olmalıdır.

KAYMA EMNİYETİNİN KONTROLÜ

Temel bileşke kuvvetinin düşeye göre çok eğimli olması durumunu taban ile zemin arasındaki sürtünmenin üstün gelmesi halinde temel kayar. Temele etki eden kuvvetlerin yatay bileşkeleri temeli kaymaya zorlar. Bu durumda temele etki eden yatay kuvvetler ile kaymayı önleyen yatay kuvvetlerin mukayesesi yapılır.

$$\gamma_{kay} \cdot H = (N_i + NG) \cdot \tan \delta + E_p$$

N_i = Kolondan gelen işletme yükü

NG = Temel zati ağırlığı

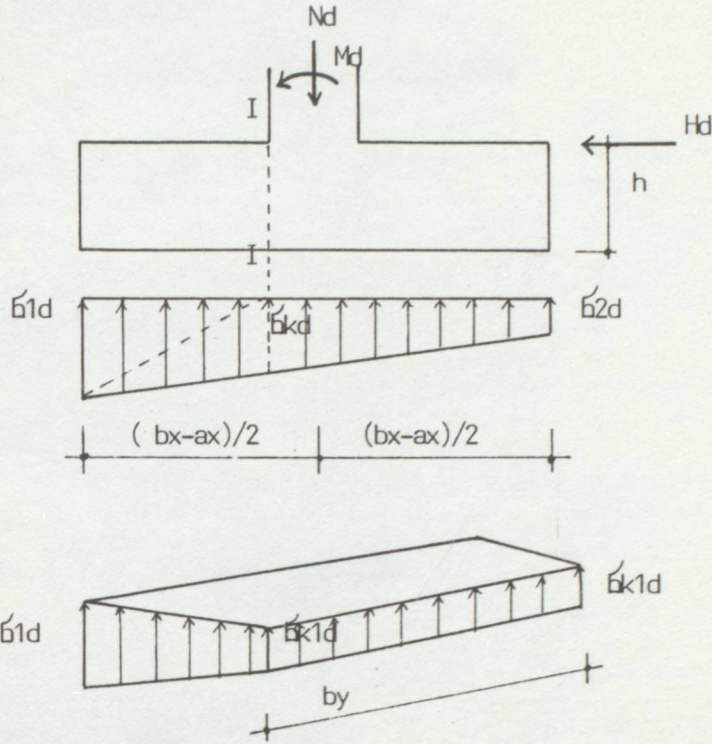
H = Yatay yönde etki eden bileşke kuvvet

γ_{kay} = Kaymayan karşı güvenlik sayısı. (1,5 = γ_{kay})

δ = Temel tabanı ile zemin arasında taban sürtünme açısı

E_p = Bileşke zemin direnci.

KESİT TESİRLERİ HESABI



$$e_{od} = \frac{M_{od}}{N_d} = \frac{M_d + H_d \cdot h}{N_d}$$

$$\sigma_{kd} = \sigma_{2d} + \frac{bx-ax}{2 \cdot bx} \cdot (\sigma_{1d} - \sigma_{2d})$$

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{A_T} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_{od}}{bx} \right)$$

$$M_{xd} = M_{1-1} = \left(by \cdot \frac{\sigma_{1d}}{2} \cdot \frac{bx-ax}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{(bx-ax)}{2} \right) + by \cdot \frac{\sigma_{1d}}{2} \cdot \frac{bx-ax}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{(bx-ax)}{2}$$

$$M_{xd} = \frac{by}{12} \cdot \left[\sigma_{1d} \cdot (bx-ax)^2 + \frac{\sigma_{kd}}{2} \cdot (bx-ax)^2 \right]$$

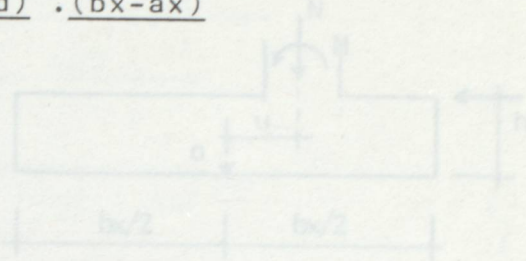
$$M_x = \frac{by}{24} (bx-ax)^2 \cdot (2 \cdot \sigma_{1d} + \sigma_{kd})$$

$$M_y = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{(by-ay)^2}{by}$$

$$V_{xd} = V_1 = \frac{G_{1d} + G_{k1d}}{2} \cdot \frac{(b_x - a_x)}{2} \cdot b_y$$

$$V_{xd} = \frac{1}{4} \cdot b_y \cdot (G_{1k} + G_{k1d}) \cdot (b_x - a_x)$$

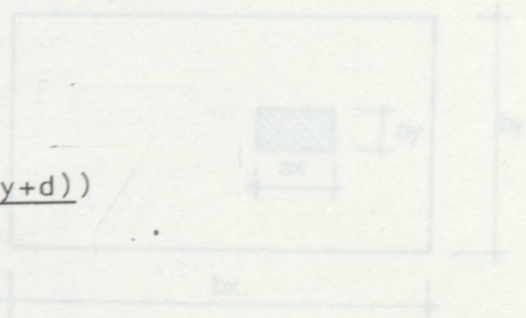
$$V_{yd} = \frac{N_d}{2} \cdot \left(1 - \frac{a_y}{b_y} \right)$$



ZİMBALAMA TAHKİKİ

$$V_{pr} = \gamma \cdot f_{ctd} \cdot U_p \cdot d$$

$$V_{pd} = N_d \cdot \left(1 - \frac{(a_x + d) \cdot (a_y + d)}{b_x \cdot b_y} \right)$$



$$\gamma = \frac{1}{1 + 1,5 \cdot \frac{e_x + e_y}{\sqrt{(a_x + d) \cdot (a_y + d)}}}$$

$$M_2 = M_1 + M_1 \cdot h - M_1 \cdot U$$

$$\cos = \frac{M_2}{(M_1 + M_2)} = \frac{(M_1 + M_1 \cdot h - M_1 \cdot U)}{(M_1 + M_2)}$$

$$\cos = (M_1 + M_2) \cdot \cos$$

$$G_{1d} = G_{1k} \cdot (1 + \frac{6 \cdot e_x}{b_x})$$

NOT: Temel tasarımı altında olduğu için gerekli olan M_2 değeri M_1 ile aynıdır.

$M_2 = M_1$ olması için e_x değeri $e_x = 0$ olmalıdır (Ortaya gelir).

$e_x = 0$ olması için $M_2 = M_1$ olması gerekir.

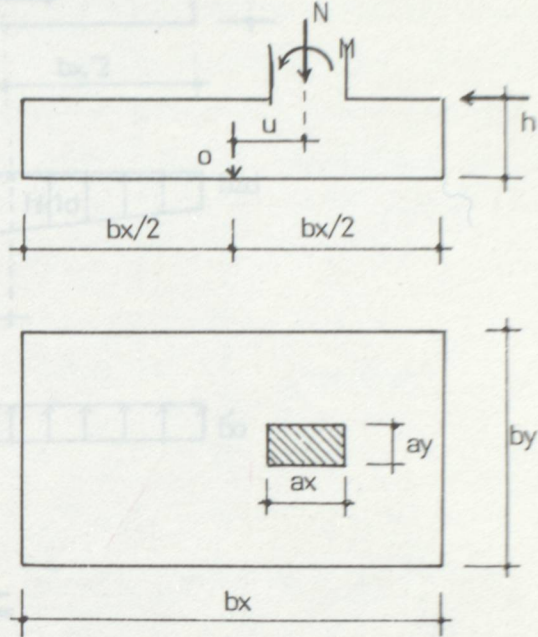
$$M_2 = (M_1 + M_1 \cdot h - M_1 \cdot U) = M_1$$

$M_1 = M_1 \cdot h - M_1 \cdot U = 0$ bu ifadedan U değeri bulunur.

$$U = \frac{M_1 + M_1 \cdot h}{M_1} \quad \text{Olur.}$$

NORMAL KUVVET, MOMENT VE YATAY KUVVET ETKİSİNDEKİ TEMELLER

TEMEL PABUCU SİMETRİK OLMAYAN TEMELLER -



BOYUTLANDIRMA

Temel tabanı orta noktasına göre moment alırsak.

$$M_O = M_i + H_i \cdot h - N_i \cdot U$$

$$e_o = \frac{M_O}{(N_i + N_G)} = \frac{(M_i + H_i \cdot h - N_i \cdot U)}{(N_i + N_G)}$$

$$G_o = (N_i + N_G) / A_T$$

$$G_{12} = G_o \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_o}{b_x}\right)$$

NOT: Temel tabanı altında düzgün yayılı gerilme olması için $b_1 = b_2 = b_o$

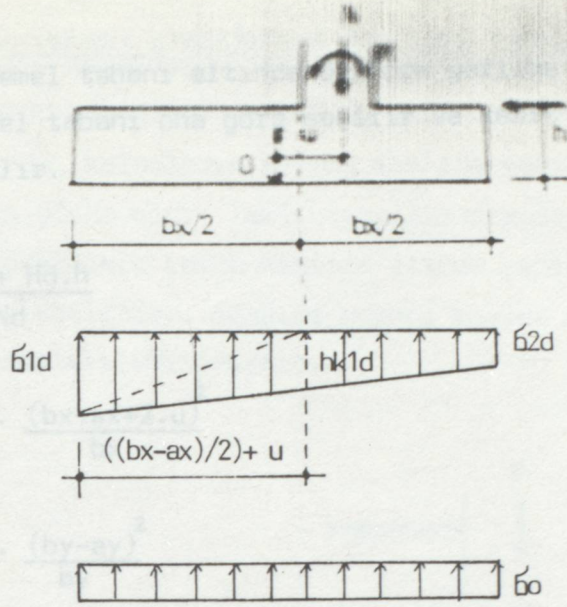
$b_1 = b_2 = b_o$ olması için e_o değeri $e_o = 0$ olmalı (Düzgün yayılı)

$e_o = 0$ olması içinde $M_o = 0$ olması gerekir.

$$M_o = (M_i + H_i \cdot h - N_i \cdot U) = 0$$

$M_i + H_i \cdot h - N_i \cdot U = 0$ bu ifadeden U değeri çekilirse.

$$U = \frac{M_i + H_i \cdot h}{N_i} \quad \text{Olur.}$$



KESİT TESİRLERİNİN HESABI -

Eğer gerilme yayılımı trapez ise kesit tesirleri aşağıdaki ifadeler ile hesaplanır.

$$M_x = b_y \cdot \frac{(b_x - a_x + 2 \cdot u)^2}{24} \cdot (2 \cdot G_{1d} + G_{k1d})$$

$$M_y = \frac{N_d \cdot (b_x - a_x)^2}{8 \cdot b_y}$$

$$V_x = \frac{(G_1 + G_{k1d})}{2} \cdot \frac{(b_x - a_x + 2 \cdot u)^2}{2} \cdot b_y$$

$$V_y = \frac{N_d}{2} \cdot \left(1 - \frac{a_y}{b_y}\right)$$

$$G_{1d} = \frac{N_d}{A_T} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_d}{b_x}\right)$$

$$G_{k1d} = G_{2d} + \frac{(b_x - a_x)}{2 \cdot b_x} \cdot (G_{1d} - G_{2d})$$

-EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ SİMETRİK TEMELLER-

Eğer temel tabanı altında üniform gerilme yayılımı olması isteniyorsa temel tabanı ona göre seçilir ve kesit tesirleri, aşağıdaki gibi yapılır.

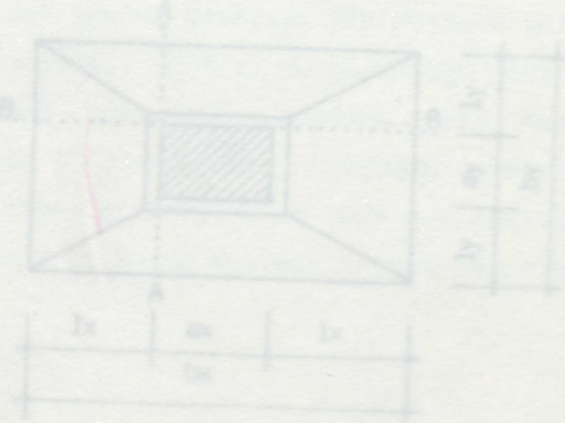
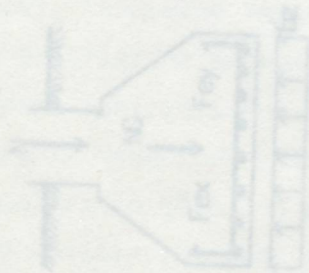
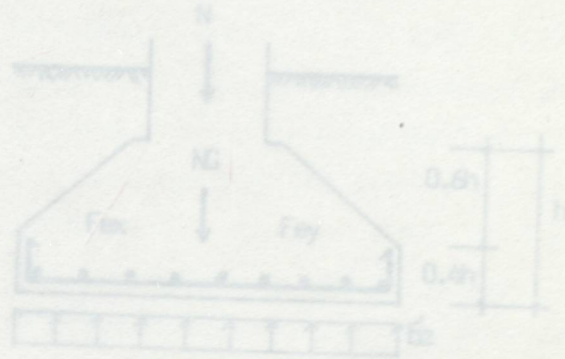
$$u_d = \frac{M_d + H_d \cdot h}{N_d}$$

$$M_x = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{(b_x - a_x + 2 \cdot u)^2}{b_x}$$

$$M_y = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{(b_y - a_y)^2}{b_y}$$

$$V_x = \frac{N_d}{2} \cdot \left(1 - \frac{a_x + 2 \cdot u}{2 \cdot u \cdot b_x} \right)$$

$$V_y = \frac{N_d}{2} \cdot \left(1 - \frac{a_y}{b_y} \right)$$



YAPAN KESİTLERİN HESAP ESASLARI-

A- Zeminde meydana gelen gerilmeler zemin seviyet gerilmeleri ile aynıdır. Zemin tesir eden yükler; N kolon yükü ile b_y temel genişliği ile zemin yüzünden ölçülen zemin seviyesine kadar olan toprağın (zemin seviyet gerilmelerinin dırılığdır.)

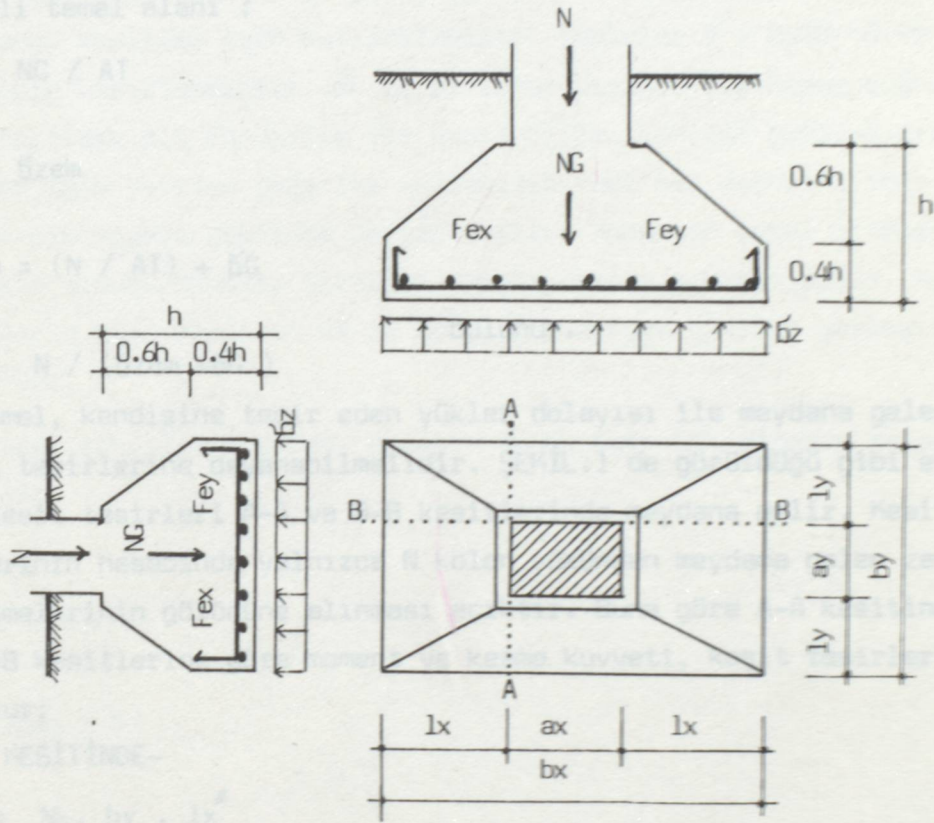
zemin gerilmesi b_x ile (zemin gerilmelerinin dırılığında ile) :

$$\sigma_z = \frac{N}{A_T} + \frac{M_x}{I_x} \leq \sigma_{\text{maks}} \text{ olmalıdır.}$$

$$A_T = b_x \cdot b_y$$

-EKSENEL KUVVET ETKİSİNDEKİ SİMETRİK TEMELLER-

Kolon yüklerinin küçük ve zemin emniyet gerilmesinin yüksek olması halinde, kolonların altına tek tek tekil temel yapılması uygun ve ekonomik çözüm olur. Tekil temeller dikdörtgen kesitli yapılmakla beraber genellikle yamuk kesitli olarak yapılırlar. Simetrik veya antisimetrik olabilirler. Aşağıda normal kuvvet etkisindeki tekil temel hesap esasları verilmiştir.



YAMUK KESİTLERİN HESAP ESASLARI-

A- Zeminde meydana gelen gerilmeler zemin emniyet gerilmesini geçmemelidir. Zemine tesir eden yükler; N kolon yükü ile Ng temel ve temel üzerinden düşme seviyesine kadar olan toprağın (veya dolgu malzemesinin) ağırlığıdır.)

zemin gerilmesi $\bar{\sigma}_z$ ise (zemin gerilmelerinin düzgün kabulü ile) :

$$\bar{\sigma}_z = \frac{N}{AT} + \frac{NG}{AT} \leq \bar{\sigma}_{zem} \text{ olmalıdır.}$$

$$AT = b_x \cdot b_y$$

NG yükünden meydana gelen zemin gerilmesini $\bar{\sigma}_G$ ile gösterelim. Başlangıçta N kolon yükü ve bzem belirlidir. Temel boyutları henüz hesaplanmamış olduğu için NG belli değildir. Bu yüzden $\bar{\sigma}_G$ için yaklaşık bir değer bulunarak hesaba başlanır. $\bar{\sigma}_G$ nin bu yaklaşık başlangıç değerini hesaplayabilmek için N kolon yüküne bağlı olarak formül ve abaklar verilmiştir. Bunları kullanmak yerine temel derinliğini 1 ~ 1,5 m arasında kabul edip; Temelin ve üzerindeki toprağın özgül ağırlığını da yaklaşık olarak 2 t/m³ olarak $\bar{\sigma}_G$ 'yi hesaplamak daha uygun olur. Gerekli temel alanı :

$$\bar{\sigma}_G = NG / AT$$

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_{zem}$$

$$\bar{\sigma}_{zem} = (N / AT) + \bar{\sigma}_G$$

bulunur.

$$AT = N / (\bar{\sigma}_{zem} - \bar{\sigma}_G)$$

B- Temel, kendisine tesir eden yükler dolayısı ile meydana gelecek kesit tesirlerine dayanabilmelidir. ŞEKİL.1 de görüldüğü gibi en büyük kesit tesirleri A-A ve B-B kesitlerinde meydana gelir. Kesit tesirlerinin hesabında yalnızca N kolon yükünden meydana gelen zemin gerilmelerinin gözönüne alınması açıktır. Buna göre A-A kesitine ve B-B kesitlerine göre moment ve kesme kuvveti, kesit tesirleri şöyle olur;

A-A- KESİTİNDE-

$$MA = \frac{N}{AT} \cdot by \cdot \frac{lx^2}{2}$$

$$VA = \frac{N}{AT} \cdot by \cdot lx$$

B-B- KESİTİNDE

$$MB = \frac{N}{AT} \cdot bx \cdot \frac{ly^2}{2}$$

$$AT = bx \cdot by$$

$$lx = (bx - ax) / 2$$

$$AT = bx \cdot by$$

$$ly = (by - ay) / 2$$

$$VB = \frac{N}{AT} \cdot bx \cdot ly$$

Önce eğilme momentinin büyük olduğu yönde hesap yapılarak temel yüksekliği bulunur; Sonra diğer yönde kontrol yapılır- Temel kesiti yamuk olduğu için kesit hesaplarındada yamuk kesitlere ait formüller veya tablolar kullanılır. Basit eğilmeye torlanan yamuk kesitlere ait tablolar dikdörtgen kesitlerdeki esaslara benzer şekilde tablolarda verilmiştir. Temel kesitlerinde; temelin rijit olması için kenar yüksekliği, faydalı yüksekliğin %40'ı alınır. Bu tip yamuk kesite standart kesit denir. Tablolar hem standart kesitler için hemde (faydalı yüksekliğinin %60'ındaki genişliği taban genişliği olarak alınmak şartı ile) diğer tüm yamuk kesitler için kullanılabilir. Tablolar $\beta = 0.20 \sim 0.40$ değerleri için hazırlanmıştır. β Bu sınırlar dışında ise hesap doğrudan yamuk kesitlere ait formüller ile yapılabilir. Emniyet gerilmeleri olarak plâklar için verilen değerler kullanılır. Her iki doğrultu için bulunan donatı bir ızgara şeklinde yerleştirilir. Momentin temel ortasında daha fazla olduğu dikkate alınarak donatı ortada sıklaştırılır. Ayrıca Demirlerin eşit aralıkta ve 20 cm.yi geçmeyecek şekilde yerleştirilmesi mümkündür.

C- Trapez kesitlerde donatı hesabı- Bunun için ilk aşamada malzeme seçilir.

$$a_{x0} = a_x + 5 + 5$$

$$\beta = a_{x0} / b_x$$

$$k_x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}};$$

$$k_b = \frac{1.2\beta + 2k_x(1-\beta)}{1.2}$$

$$k_z = 1 - k_x \left[1 - \frac{2.4\beta + (1-\beta)k_x}{3.6\beta + 2(1-\beta)k_x} \right]$$

$$k_h = \sqrt{\frac{3.6}{\sigma_b k_x k_z [1.8\beta + (1-\beta)k_x]}}$$

İKİLİ TEMELLERİN EKZANTRİK BASKINLI DÜŞÜŞÜ

$$x = kx \cdot h$$

$$z = kz \cdot h$$

$$h = \sqrt{\frac{M}{bx}}$$

$$Fe = \frac{M}{be \cdot z}$$

$$bt = kb \cdot bx$$

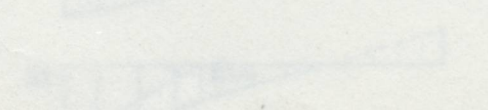
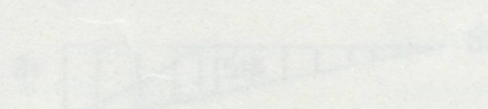
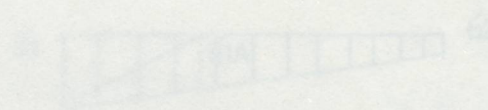
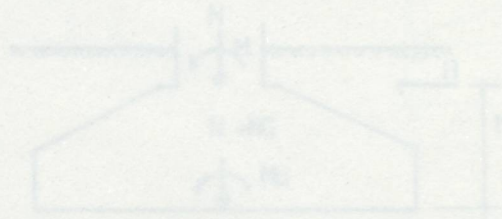
NOT: Yukardaki bağıntılarda.

$$M = \text{kgm.}$$

$$axo, bx = \text{cm.}$$

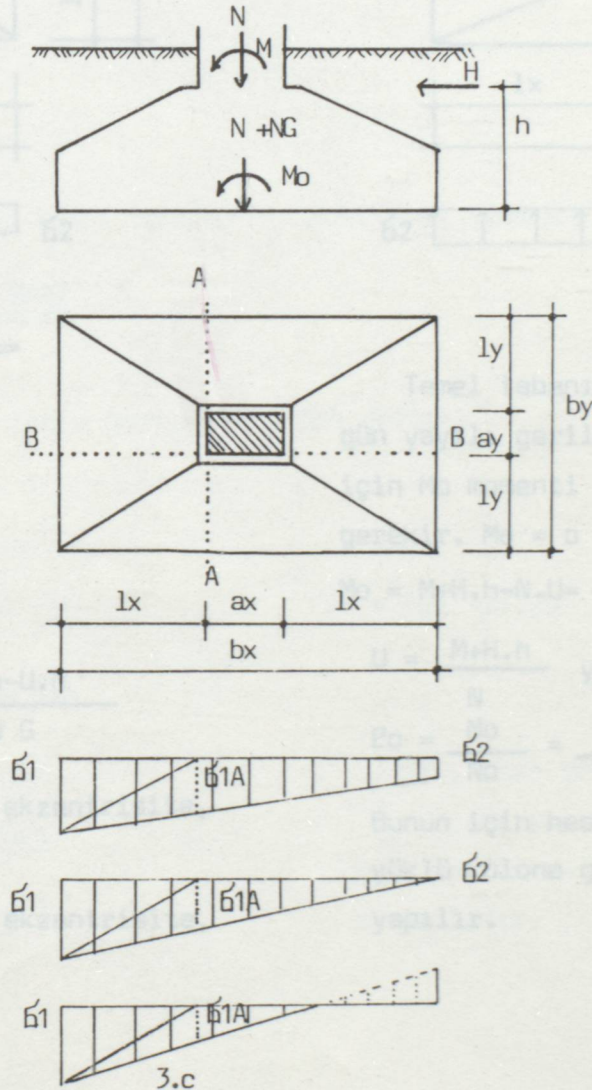
$$h = \text{cm.}$$

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

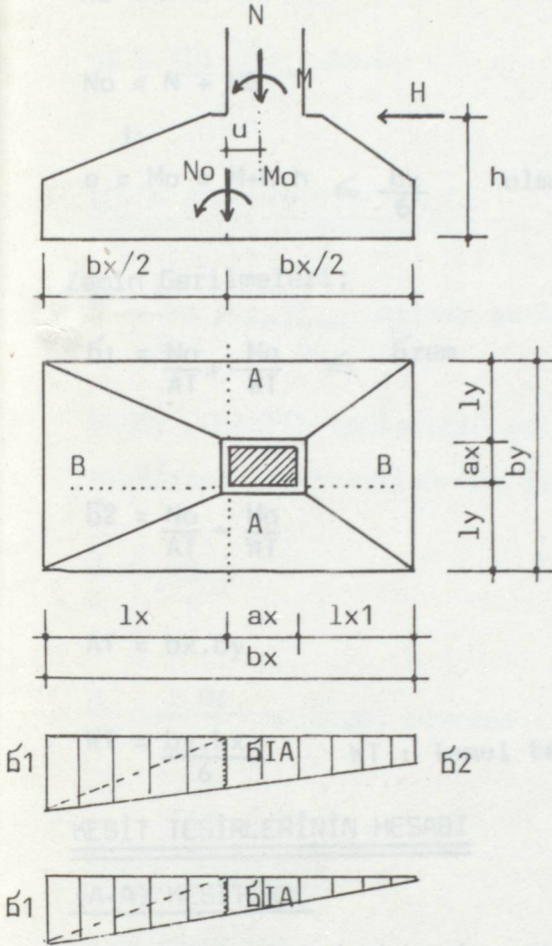


TEKİL TEMELLERİN EKZANTRİK BASINCA GÖRE HESABI

Tekil temeller eksantrik basınç kuvveti ile zorlanabilir. Bunun sebebi kolondan temele bir N basınç kuvveti ile bir M eğilme momentinin intikal etmesi olduğu gibi; temelin kolona göre eksantrik yerleştirilmeside olabilir. Örneğin bitişik yapılarda temeli kolona göre eksantrik yerleştirme zorunluğu vardır. Böyle durumlarda; zemin gerilmelerini düzgün alabilmek için temelin komşu yapıya dik kenarı; kolonun komşu yapıya dik tenarının 2 katından fazla olmamalıdır. Bu şartın sağlanmadığı durumlarda sınır kolları için tekil temel yapmak yerine sürekli temel yapmak daha uygun olur. Ekzantrik basınç kuvveti ile zorlanan tekil temellerin zemin gerilmeleri yayılışı küçük ve büyük ekzantrisite durumu aşağıda gösterilmiştir.



Antimetrik temelde düzgün olmayan gerilme yayılımı:



$$M_o = M + H \cdot h - U \cdot N$$

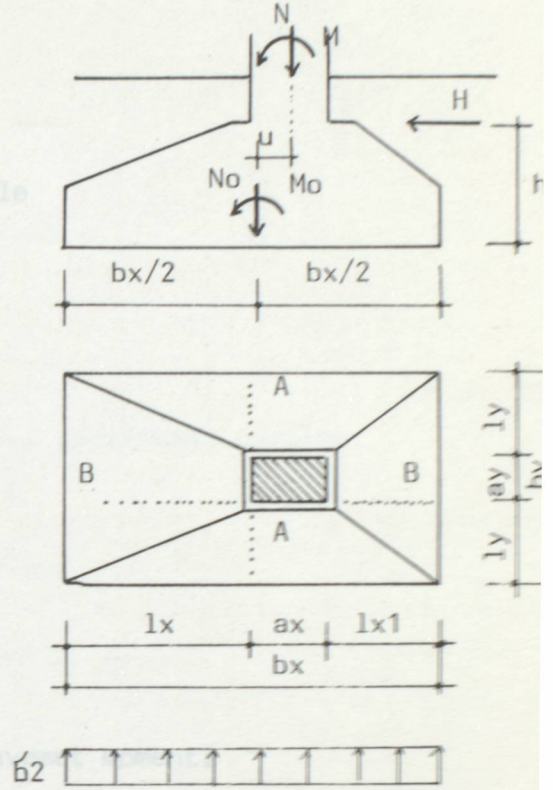
$$N_o = N + N_G$$

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{M + H \cdot h - U \cdot N}{N + N_G}$$

$$e_o \leq \frac{b_x}{2} \text{ ise küçük ekzantrisite,}$$

$$e_o > \frac{b_x}{2} \text{ ise büyük ekzantrisite,}$$

Antimetrik temelde düzgün
Üniform gerilme yayılımı:



Temel tabanı altında düzgün yayılı gerilme oluşması için M_o momenti sıfır olması gerekir. $M_o = 0$

$$M_o = M + H \cdot h - N \cdot U = 0$$

$$U = \frac{M + H \cdot h}{N} \text{ yapılarak}$$

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{0}{N_o} = 0,00$$

Bunun için hesap eksenel yüklü kolona göre hesap yapılır.

I- KÜÇÜK EKZANTRİSİTE HALİ-

$$M_o = M + H.h$$

$$N_o = N + N_G$$

$$e = \frac{M_o}{N_o} = \frac{M+h.h}{N} \leq \frac{b_x}{6} \quad \text{olması şartı ile}$$

Zemin Gerilmeleri;

$$\sigma_1 = \frac{N_o}{A_T} + \frac{M_o}{W_T} \leq \sigma_{zem}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_o}{A_T} - \frac{M_o}{W_T}$$

$$A_T = b_x \cdot b_y$$

$$W_T = \frac{b_y \cdot b_x^2}{6} \quad W_T : \text{Temel tabanının mukavemet momenti}$$

KESİT TESİRLERİNİN HESABI

(A-A) KESİTİNDE

A-A kesiti altındaki zemin gerilmesine σ_{1A} dersek,

$$\sigma_{1A} = \sigma_1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot l_x}{b_x}$$

$$l_x = (b_x - a_x)/2$$

$$M_a = \frac{b_y \cdot l_x}{6} \cdot (2 \cdot \sigma_1 + \sigma_{1A})$$

$$V_a = b_y \cdot l_x \cdot \frac{(\sigma_1 + \sigma_{1A})}{2}$$

NOT: Eğer temel ve gerilme yayılımı trapez ise $l_x = (b_x - a_x + 2U)/2$ alınmalıdır.

-B-B-KESİTİNDE

$$M_B = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{4} \cdot b_x \cdot L_y$$

$$V_B = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot b_x \cdot L_y$$

BÜYÜK EKSANTRİSİTE HALİ-

$$e = \frac{M_0}{N_0} > \frac{b_x}{6} \text{ olması şartı ile.}$$

Düşey yüklerin toplamının şekilde görülen 3 c mesafedeki gerilme diyagramı ile karşılanması gerekir.

$$C = \frac{b_x}{2} - e$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N_0}{3 \cdot b_y \cdot c} \leq \sigma_{zem.} \text{ olmalıdır.}$$

KESİT TESİRLERİ

A-A-KESİTİNDE

A-A-Kesiti altındaki zemin gerilmesi σ_{1A} ise;

$3 \cdot C > L_x$ olmak şartı ile

$$\sigma_{1A} = \left(1 - \frac{L_x}{3 \cdot C}\right) \cdot \sigma_1$$

$$M_A = \frac{L_x^2}{6} \cdot b_y \cdot (2 \cdot \sigma_1 + \sigma_{1A})$$

$$V_A = \frac{(\sigma_1 + \sigma_{1A})}{2} \cdot L_x \cdot b_y$$

B-B-KESİTİNDE

$$M_B = \frac{3 \cdot C \cdot \bar{b}_1}{4} \cdot L^2 y$$

$$V_B = \frac{3 \cdot C \cdot \bar{b}_1}{2} \cdot L y$$

EĞER $3C \leq Lx$ ise

A-A-KESİT TESİRLERİ

$$M_A = \frac{3}{2} \cdot b y \cdot c \cdot \bar{b}_1 \cdot (Lx - C)$$

$$V_A = \frac{3 \cdot b y \cdot c \cdot \bar{b}_1}{2} \quad \text{bağıntıları ile hesaplanır.}$$

$$\text{III- } e = \frac{bx}{6} \quad \text{HALİ}$$

$$e = \frac{M_0}{N_0} = \frac{bx}{6} \quad \text{ise}$$

zemin gerilmeleri,

$$\bar{b}_0 = \frac{N_0}{AT} \quad \text{dersek}$$

$$\bar{b}_1 = 2 \cdot \bar{b}_0$$

$$\bar{b}_2 = 0 \quad \text{olur.}$$

Kesit tesirleri,

A-A-KESİTİNDE

A-A kesiti altındaki Gerilme b_1A dersek.

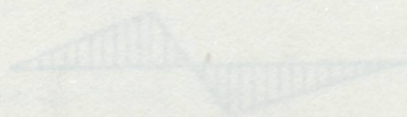
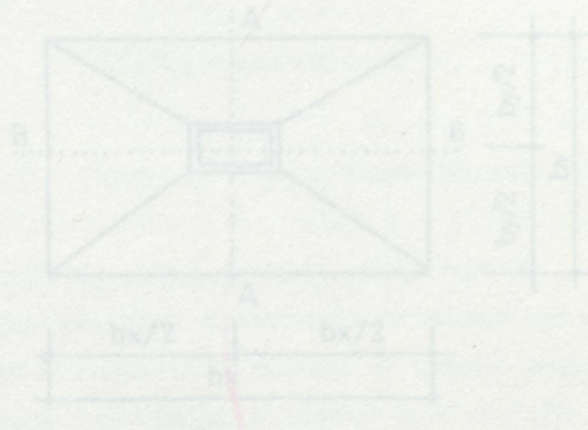
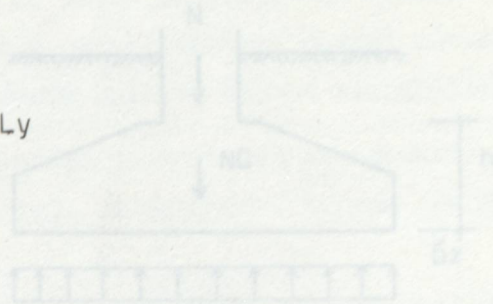
$$M_A = \frac{b y \cdot L x^2}{6} \cdot (2 \cdot \bar{b}_1 + \bar{b}_{1A})$$

$$V_A = b y \cdot L x \cdot \left(\frac{\bar{b}_1 + \bar{b}_{1A}}{2} \right)$$

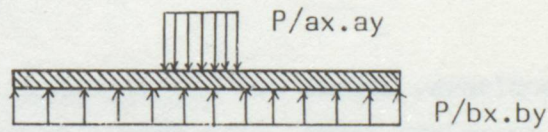
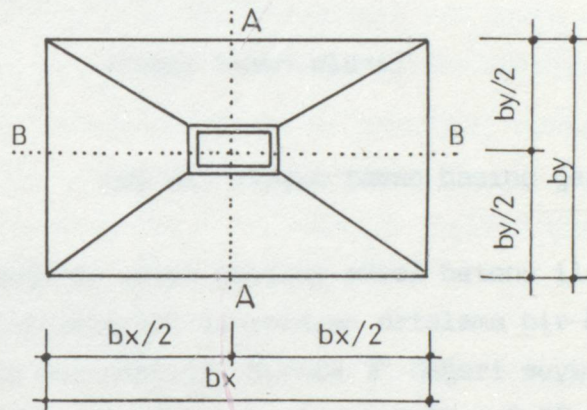
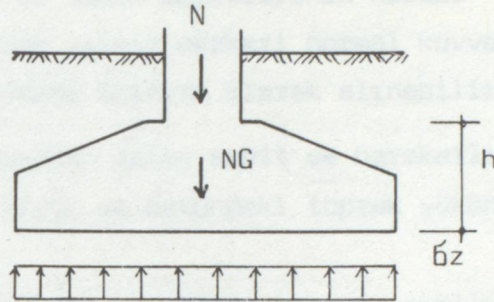
B-B-KESITİNDE

$$M_B = \frac{(\delta_1 + \delta_2) \cdot b_x \cdot L_y^2}{4}$$

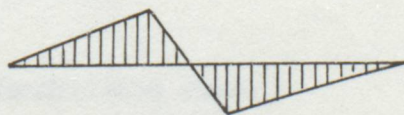
$$V_B = \frac{(\delta_1 + \delta_2) \cdot b_x \cdot L_y}{2}$$



EKSENEL YÜK ETKİSİNDEKİ TEMELLER



B-B Kesitinde M diyagramı



B-B Kesitinde V diyagramı

MERKEZİ NORMAL KUVVET ETKİSİNDEKİ TEMELLER

LÖSER'İN ÖNERİSİ :

A- Taban basıncının ve taban boyutlarının hesabı-

Dikdörtgen temele yalnız merkezi normal kuvvetin etkimesinde, taban basıncı uygulamada üniform olarak alınabilir.

1- Temele oturan kolondan gelen sabit ve hareketli yüklerin toplamı=N

2- Temele kendi ağırlığı ve üstündeki toprak yükünün toplam ağırlığı

= NG

olduğuna göre, Temelde oluşan taban basıncı gerilmesi

$$\sigma_z = \frac{N}{AT} + \frac{NG}{AT} = \frac{N}{AT} + \sigma_g$$

$$AT = b_x \cdot b_y \quad (\text{Temel taban alanı})$$

$$\sigma_g = \frac{NG}{AT} \quad (NG \text{ den oluşan taban basınç gerilmesi})$$

σ_g gerilmesi gerçeğe en yakın şekilde sömel betonu ile üstündeki toprağın birim ağırlıklarını tanımlayan ortalama bir γ birim ağırlığı alınmak sureti ile bulunabilir. Burada γ değeri suyun kaldırma kuvveti düşülmek sureti ile yaklaşık olarak $2.00 \sim 2.20 \text{ t/m}^3$ arasında bir değer alınabilir.

$$\sigma_g = \gamma_t \cdot h_t$$

Zemin emniyet gerilmesinden tam olarak yararlanacak şekilde temelin taban boyutlarını bulmak için, taban basıncını zemin emniyet gerilmesine eşitlemek yeterlidir.

$$\sigma_z = \frac{N}{AT} + \sigma_g = \sigma_{zem}$$

$$AT = \frac{N}{\sigma_{zem} - \sigma_g} = b_x \cdot b_y$$

olarak temel boyutlandırılmış olur.

B- KESİT TESİRLERİNİN HESABI

Tekil betonarme smellerin gövdesi, stten N normal kuvveti ve alttan bu kuvvetin doğurduğu ters yönde ekti eden üniform yayılı taban basıncı altından zorlanır. Etki eden bu kuvvetler temel plağında keşif tesirlerini ve iç gerilmelerini oluşturur. Dikdörtgen smellerde kritik kesitlerin kenarlara paralel olarak seçilmesi büyük kolaylıklar sağlar. Bu nedenle tekil temeller iki yönde alınan kritik kesitler ile iki yönde incelenir. Buna göre gerekli bütün kesit kontrolü ve donatı hesapları iki yönde ayrı ayrı yapılmalıdır.

Tekil temellerde, bu kritik kesitlerin yeri hakkında değişik öneriler vardır. Eğilme momenti için, Beton Kalender ve loser kritik kesit olarak kolon ortalarından geçen kesitler esas alınmıştır. İngiliz, Amerikan ve Türk T.S.500 şartnamesi ise kolon kenarından geçen kesitleri kritik kesitler olarak kabul etmektedirler.

Kesme kuvveti ve dolayısı ile kayma gerilmesi kontrolünün hesabında, Beton kalender ve laser kolon kenarından geçen kesitleri kritik kesitleri olmalarına karşın, Amerikan ve İngiliz şartnameleri kritik kesitin, kolon kenarından d/2 kadar uzakta olduğunu kabul etmektedir.

Temel yalnız merkezi normal kuvvet ektisinde olduğuna göre kritik kesitler, kolon eksenleridir. N kuvvetinden oluşan kolon gerilmesi $N/ax.ay$ ve taban gerilmesi $N/bx.by$ olduğuna göre kritik kesitlerdeki eğilme momentleri için;

$$MA = \frac{bx}{2} \cdot \frac{N}{bx.by} \cdot \left(\frac{bx}{2}\right)^2 \cdot \frac{ay}{2} \cdot \frac{N}{bx.by} \cdot \left(\frac{ax}{2}\right)^2$$

Gerekli kısaltmalar yapılırsa moment ifadeleri.

$$MA = \frac{N}{8} \cdot (bx-ax)$$

$$MB = \frac{N}{8} \cdot (by-ay)$$

şekline gelir.

Kesme kuvveti ifadeleri ise;

$$V_A = \frac{N}{2} \cdot (1 - \frac{a_x}{b_x})$$

$$V_B = \frac{N}{2} \cdot (1 - \frac{a_y}{b_y})$$

olarak bulunur.

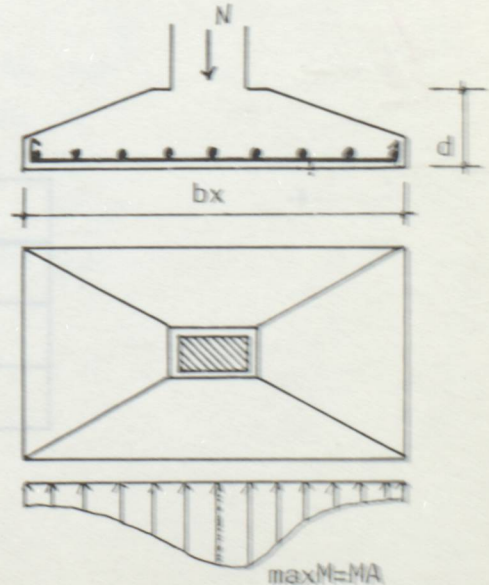
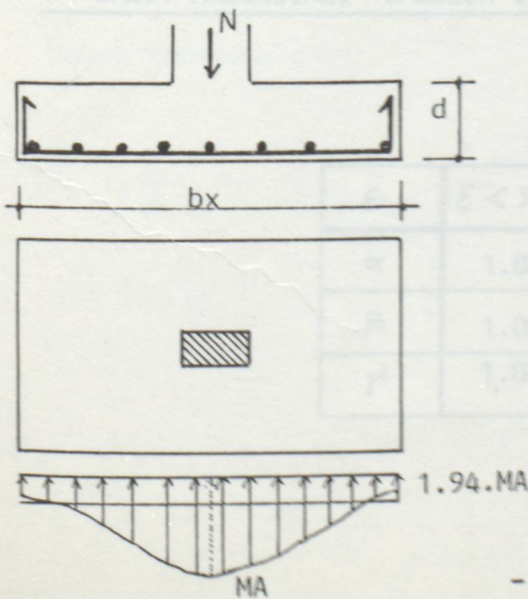
C- Temel gövdesinin boyutlandırılması ve eğilme donatısı hesabı:

Temel gövdesi diğer yapı elemanlarında olduğu gibi öncelikle eğilmeye göre boyutlandırılıp, donatılır. İkinci olarak gerekli kayma ve zımbalama kontrolleri yapılır ve gerekirse kayma gerilmeleri için ek donatı hesaplanıp konur. Son olarak eğilme donatısı için kritik kesitlerde aderans gerilmesi kontrolü yapılır.

Temellerin eğilmeye göre hesabında, eğilme momentinin genellikle bütün kesit tarafından taşındığı kabul edilmektedir. Ancak GROTKAMP denemeleri ile kesitteki moment dağılışının, en büyük değeri ortada olan bir eğri şeklinde olduğunu göstermiştir.

GROTKAMP'A göre, kare tabanlı ve sabit kalonluklu, temellerde, momentin ortadaki en büyük değerinin, 1.94 katı olmaktadır,

LÖSER GROTKAMP'IN moment dağılımını esas olarak ortadaki plak şeridine daha büyük momentler taşıtmak gerektiğini düşünmüş ve bu nedenle ortadaki beton basınç gerilmelerini gereksiz yere yükseltmemek amacı ile ortalama momentleri α_m katsayısı ile büyümüşür.



Sabit kalınlıklı temellerde, α_m moment düzeltme katsayısı olarak doğrudan doğruya, maximum momentin ortalama momenti oranı olan 1.94 katsayısı alınmıştır. Değişken kalınlıklı temellerde ise LÖSER kesitin yayılma oranlarını hesaba katmadan bu katsayıyı $\alpha_m = 2.25$ olarak vermiştir. Her iki tip temeldede bu α_m katsayılarının keşiflerinin yayılma oranlarına bağılı olarak değişmesi gerekir. Çünkü GROTKAMP moment dağılımını, belirli bir yayılma oranı olan kare temeller için vermiştir.

yayılma oranları;

A- sabit kalınlıklı temellerde:

$$\epsilon = b_x/a_x \text{ veya}$$

$$\epsilon = b_y/a_y$$

B- Değişken kalınlıklı temellerde:

$$\epsilon = b_x/a_{x1}$$

$$\epsilon = b_y/a_{y1}$$

olur. Burada $a_{x1} = a_x + 10$ veya $a_{y1} = a_y + 10$ cm. olarak bulunabilir.

Bu ϵ yayılma oranları küçüldükçe, momentin kesite dağılımı üniform yaklaşır; Büyüdükçe ise, moment kesitin ortalarına (kolon altına) doğru yayılır. Bundan başka kesitin yamukluk derecesinin de önemli etkisi vardır. Uygulamada kolaylık sağlayacağı düşüncesi ile çoğunlukla kenar yüksekliği orta yüksekliğinin 2/5 i olan standart kesitler kullanılmaktadır. Standart kesitlerde yamukluk derecesi de doğrudan doğruya ϵ oranı ile ilgilidir.

Bu nedenlerden dolayı α , β , ve γ düzeltme katsayılarını ϵ oranlarına göre değiştirmek yerinde olacaktır. Bunun için düzeltme katsayılarının ϵ oranlarına bağılı olarak aşağıdaki tablolar düzenlenmiştir.

A- SABİT KALINLIKLI TEMELLER İÇİN;

ϵ	$\epsilon < 3$	$\epsilon \geq 3$
α	1.00	1.94
β	1.00	0.97
γ	1.00	1.00

DEĞİŞKEN KALINLIKLI TEMELLER İÇİN-

ε	$\varepsilon \geq 3$
α	2.25
β	1.11
γ	1.35

Temelin eğilmeye göre hesabında, eğilme etkisindeki plâklar için verilen emniyet gerilmeleri kullanılır. Kesit hesapları için ise dik-dörtgen kesitlere ilişkin tablolar kullanılır.

b_b / b_e

$$k_x = \frac{15.b_b}{15.b_b + b_e}$$

$$k_2 = k_h = \sqrt{\frac{2}{(1 - \frac{k_x}{3}).k_x.b_b}}$$

$$h = k_h \cdot \sqrt{\frac{\alpha.M}{b}}$$

$$k_3 = \frac{1}{h_e \cdot (1 - \frac{k_x}{3})}$$

$$F_e = k_3 \cdot \beta \cdot \frac{M}{d}$$

Kayma Kontrolü ise;

$$\tau = \frac{\gamma \cdot V}{b \cdot h \cdot k_z}$$

$$k_z = (1 - \frac{k_x}{3})$$

BİRİMLER-

$$M = \text{tcm}$$

$$\text{UZUNLUK} = \text{cm}$$

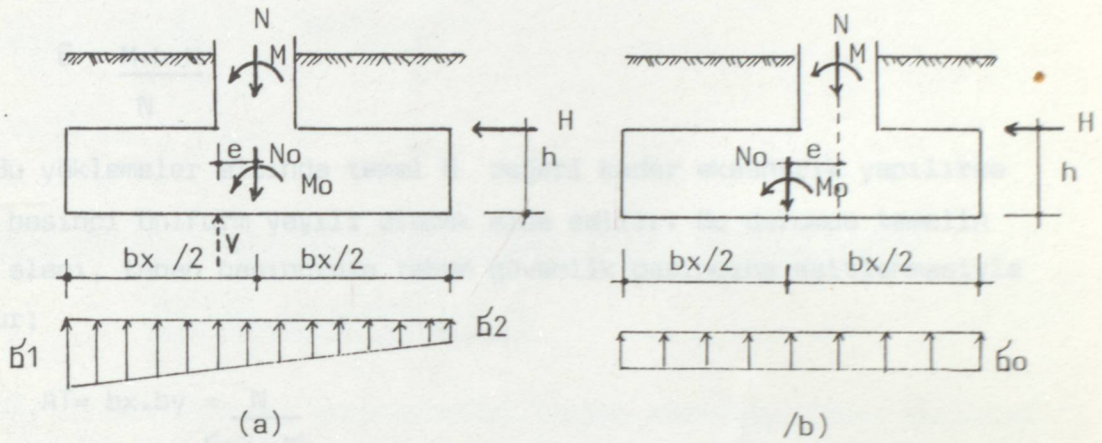
$$\text{DONATI} = \text{cm}^2$$

$$\text{GERİLME} = \text{t/cm}^2$$

$$\text{MOMENTLER} = \text{tcm.}$$

ANA DOĞRULTUDA EKSANTRİK YÜKLÜ TEMELLER-

Genel durumda tekil bir temele N normal kuvveti dışında bir H yatay itkisi ile birde M eğilme momentini hesaba katmak gerekir. Bu genel durumda M momenti H ve N kuvvetleri nedeni ile temel tabanında trapez gerilme yayılımı oluşur.



A- TEMEL EKSANTRİKLİĞİNİN ÜNİFORM TABAN BASINCI OLUŞTURACAK

BIÇIMDE SEÇİLMESİ-

N, M ve H kolon kuvvetleri etkisindeki bir temel kolon eksenine ile tabanın ağırlık merkezi birbiri ile çakışacak biçimde simetrik düzenlenirse, taban basıncı bileşke yükün e kadar eksantrik olmasından dolayı yamuk biçimde oluşur. Bu durumda bileşke yükünün eksantrikliği;

$$M_o = M + H \cdot h$$

$$N_o = N + N_G$$

$$e = \frac{M_o}{N_o} = \frac{M + H \cdot h}{N + N_G}$$

olarak bulunur.

Taban basıncının üniform yayılı olarak elde edilebilmesi için e eksantrikliğinin başka bir deyişle M_o momentinin sıfır olması gerekir. N, M ve H kolon kuvvetleri etkisindeki bu sümelde M_o momentinin sıfır olabilmesi için, kolonun sümel ağırlık merkezine göre moment yönüne ters olarak $\bar{e}$ kadar eksantrik düzenlenmesi gerekir.

i.

$$M_o = M + h \cdot H - \bar{e} \cdot N = 0$$

$$\bar{e} = \frac{M + h \cdot H}{N}$$

Bu yüklemeler altında temel $\bar{e}$ değeri kadar eksantrik yapılırsa taban basıncı üniform yayılı olarak elde edilir. Bu durumda temelin taban alanı, taban basıncının taban güvenlik basıncına eşitlenmesiyle bulunur;

$$A_T = b_x \cdot b_y = \frac{N}{\sigma_{güv} + \sigma_g}$$

Temel taban boyutlarının bulunmasından önce tali doğrultudaki b_y genişliği tahmin edilir. Sonra ana doğrultudaki b_x genişliği $b_x = A/b_y$ olarak bulunur. Burada b_y genişliğinin ilk yaklaşım değerinin $\sqrt{A_T/2} \leq b_y < \sqrt{A}$ olarak seçilmesi öğütlenmiştir.

A- ZEMİN GERİLMESİNİN HESABI

$$\sigma_o = \frac{N}{b_x \cdot b_y}$$

B- KESİT TESİRLERİNİN HESABI

$$a_{x1} = (b_x/2) - (a_x/2) - \bar{e}$$

(Konsol uzunlukları)

$$a_{y1} = a_{y2} = a_y = (b_y - a_y)/2$$

$$ax^2 = bx/2 - (cx/2) + e$$

A-A- KESİTİNDE

$$MA = by \cdot \bar{b}_0 \cdot a^2 \times 2/2$$

$$VA = by \cdot \bar{b}_0 \cdot ax^2$$

B-B-KESİTİNDE

$$MB = \frac{N \cdot by}{8} \cdot \left(1 - \frac{ay}{by}\right)^2 = bx \cdot \bar{b}_0 \cdot ay^2/2$$

$$Vy = bx \cdot \bar{b}_0 \cdot ay$$

B- TEMEL EKSANTRİKLİĞİNİN ÜNİFORM TABAN BASINCI OLUŞTURMAYACAK

BİÇİMDE SEÇİLMESİ DURUMU

Bu durumda $\bar{e}$ temel eksantrikliği (kolon ekseninin temel eksenine göre eksantrikliği) önceden verilmiş veya sınırlandırılmıştır. Bu nedenle bileşke yükün $\bar{e}$ eksantrikliğinin sıfır yapılması mümkün olmaz. Burada $\bar{e}$ eksantrikliğinin büyüklüğüne göre üç duruma ayrılır.

I- $|e| < bx/6$ DURUMU

Bileşke yük çekirdek içinde etki etmektedir. Tabanın her yerinde basınç gerilmeleri oluşur. $\bar{e}$ temel eksantrikliği önceden verilmiştir. Temel gövdesinin by ve h boyutları tahmini olarak seçilirse, bx temel genişliği; $\bar{b}_0$ en büyük taban basıncı zeminin $\bar{b}_{zem}$ kenar güvenlik basıncına eşit olacak biçimde hesaplanır.

Yükün eksantrik olarak etkimesi durumunda, temelin At taban alanı ağırlık merkezi bileşke yükün (V) etki noktası ile çakışacak biçimde A'T olarak küçültülür. Dikdörtgen temellerde A'T alanının kenarları temel tabanının kenarlarına paraleldir ve büyüklükleri temel taban kenarlarından ilgili yöndeki yük eksantrikliğinin iki katı çıkarılarak bulunur;

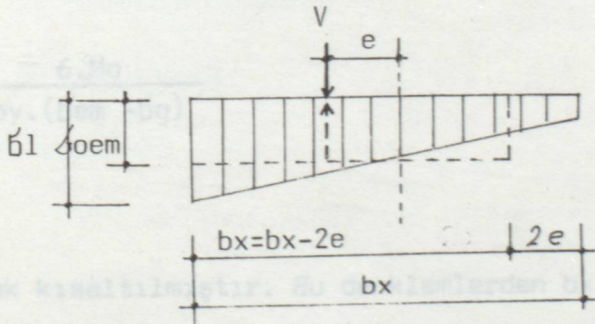
$$A_T = b_x \cdot b_y = (b_y - 2 \cdot e) \cdot b_y$$

$$\sigma_1 = \frac{V}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_x}\right)$$

$$\sigma_{ozm} = \frac{V}{b_y \cdot (b_x - 2 \cdot e)}$$

σ_1 ve σ_{ozm} formüllerinden V yüklerinin eşit olma koşullarından $\sigma_1 = \sigma_{ozm}$ gerilmeleri arasında aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ozm}} = k = \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{b_x}\right)$$



$$0 < |e| < b_x/6 \text{ durumu. edilir.}$$

$$\sigma_1 = \frac{V}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_x}\right) = \frac{N}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_x}\right) + \frac{NG}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_x}\right)$$

olarak yazılabilir. NG ağırlığı temel tabanının ağırlık merkezin-
den ekidiği için $eG=0$ olacağı açıktır. Böylece N kolon yüküne göre
eksantrik $eN = Mo/N$ olur. Buna göre σ_1 taban basıncı aşağıdaki gibi
yazılabilir;

$$\sigma_1 = \frac{N}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot Mo}{b_x \cdot N}\right) + \frac{NG}{b_x \cdot b_y}$$

$$\sigma_G = \frac{NG}{b_x \cdot b_y}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_G) \cdot b_y \cdot b_x^2 - N \cdot b_x - 6 \cdot Mo = 0$$

b_x genişliğine göre ikinci dereceden bir denklem şekline gelir.
Her iki tarafıda $(\sigma_1 - \sigma_G) \cdot b_y$ ye böler ve $\sigma_1 = \sigma_m$ alırsak denklem aşağıdaki
şekle getirilir.

$$b_x^2 - 2 \cdot \alpha \cdot b_x - \beta = 0$$

$$\alpha = \frac{N}{2 \cdot b_y \cdot (\sigma_m - \sigma_G)}$$

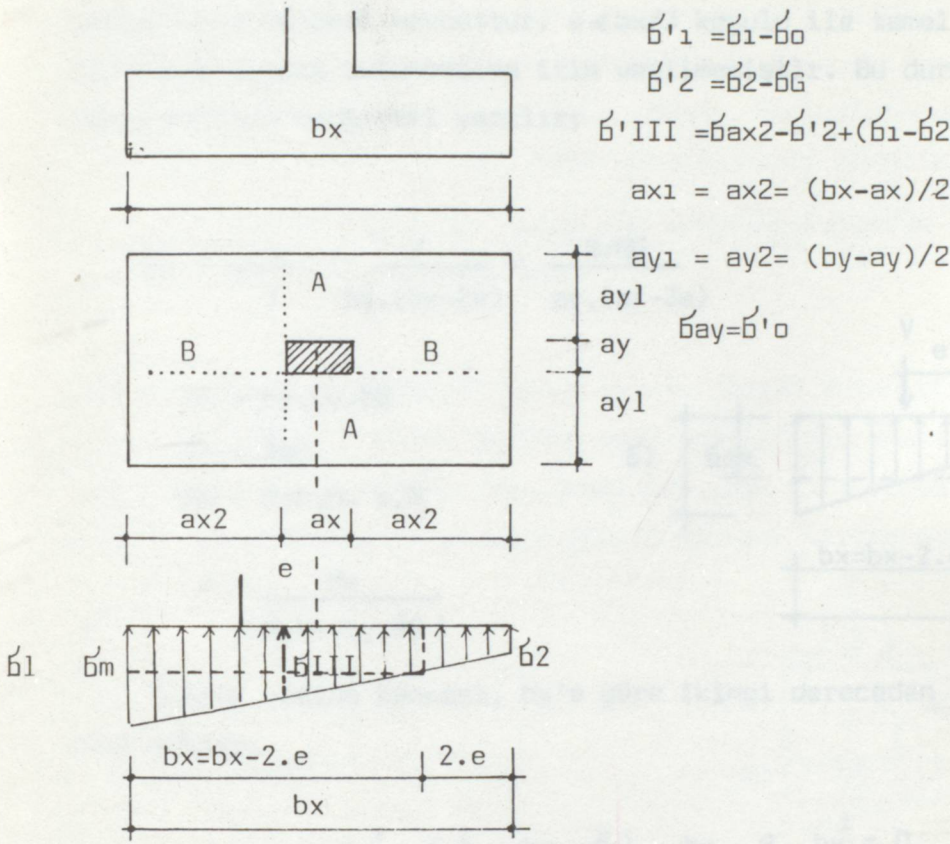
$$\beta = \frac{6 \cdot Mo}{b_y \cdot (\sigma_m - \sigma_G)}$$

Olarak kısaltılmıştır. Bu denklemlerden b_x çözülürse;

$$b_x = \alpha + \sqrt{\alpha^2 + \beta}$$

formülü elde edilir.

KESİT TESİRLERİNİN HESABI-



$$\sigma'_{11} = \sigma_1 - \sigma_0$$

$$\sigma'_{12} = \sigma_2 - \sigma_0$$

$$\sigma'_{111} = \sigma_{ax2} - \sigma'_{12} + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (1 - a_{x2}/b_1)$$

$$a_{x1} = a_{x2} = (b_x - a_x)/2$$

$$a_{y1} = a_{y2} = (b_y - a_y)/2$$

$$\sigma_{ay} = \sigma'_0$$

$$a_{y1}$$

KESİT TESİRLERİ-

$$M_A = \sigma'_m \cdot b_y \cdot a^2 x_2 / 2 + (\sigma'_{11} - \sigma'_{111}) \cdot b_y \cdot a x_2^2 / 3$$

$$V_A = (\sigma'_{111} + \sigma'_{11}) \cdot b_y \cdot a x_2 / 2$$

$$M_B = \sigma'_0 \cdot b_x \cdot a^2 y_2 / 2$$

$$V_B = \sigma'_0 \cdot b_x \cdot a y_2$$

II- $b_x/6 \leq e \leq b_x/3$ DURUMU -

Bileşke kuvvet çekirdek dışından etkimektedir. Temel tabanında aralık derz bölgesi mevcuttur. $e \leq b_x/3$ koşulu ile temel tabanında yarıdan fazla aralık bulunmasına izin verilmemiştir. Bu durumda en büyük taban basıncı aşağıdaki yazılır;

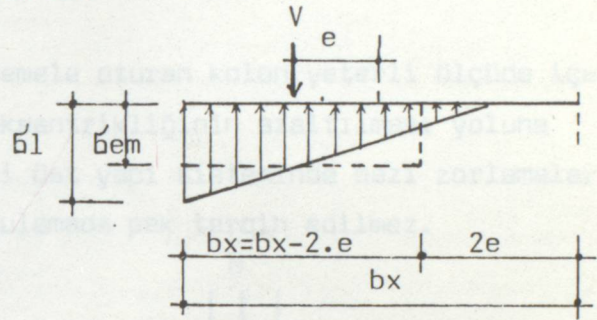
$$\sigma_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{b_y \cdot (b_x - 2e)} = \frac{N + NG}{b_y \cdot (b_x - 2e)}$$

$$NG = b_x \cdot b_y \cdot \bar{\sigma}_G$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_{em}$$

$$M_o = M + h \cdot H + e \cdot N$$

$$e = \frac{M_o}{(N + b_x \cdot b_y \cdot \bar{\sigma}_G)}$$



Olarak yerine konursa, b_x 'e göre ikinci dereceden bir denklem elde edilir.

$$\alpha \cdot b_x^2 + (2 \cdot b_x \cdot \varepsilon) \cdot b_x - \beta \cdot b_y^2 = 0$$

$$\alpha = \bar{\sigma}_G \cdot \frac{b_y^2}{N} \cdot \left(3 - 4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_G}{\bar{\sigma}_{em}} \right)$$

$$\beta = \frac{6 \cdot M_o}{b_y \cdot N} + \frac{4 \cdot N}{b_y \cdot \bar{\sigma}_{em}}$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \cdot \left(3 - 8 \cdot \frac{\bar{\sigma}_G}{\bar{\sigma}_{em}} \right)$$

olarak gösterilmiştir. Bu denklemden b_x çözülürse,

$$b_x = \frac{b_y}{\alpha} \cdot \left(\sqrt{\varepsilon^2 + \alpha \cdot \beta} - \varepsilon \right)$$

elde edilir.

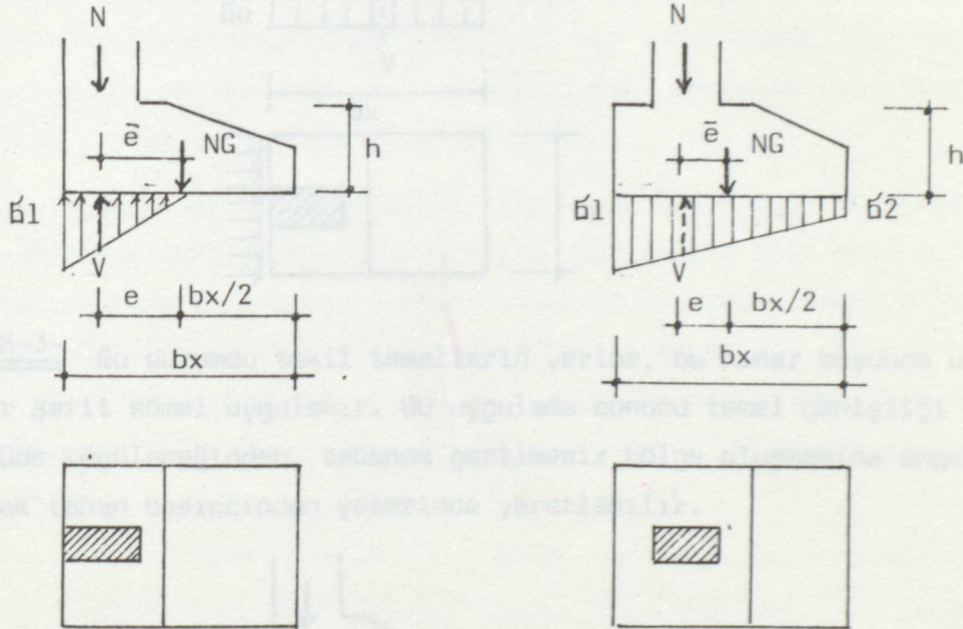
b_x bulunduktan sonra kolon yüzüne göre moment alınır.

C- $|e| > bx/3$ DURUMU-

Bileşke yük ikinci çekirdek dışından etkimektedir. Temel tabanındaki aralıklı derz taban alanının yarısından fazladır. Demek ki temel tabanında basınç gerilmesi oluşan kesim taban alanının yarısında azdır. Bu duruma yönetmelikler izin vermez. Bu durumla daha çok mevcut bir yapının yanına yapılan yarım pabuçlu kenar temellerde karşılaşılr.

Temellerde böyle bir durum ile karşılaşıldığında aşağıdaki çözüm yollarından birine başvurulur.

- SEÇENEK-1-; Bu durumda kenar temele oturan kolon yeterli ölçüde içeriye çekilerek, N kolon yükünün eksantrikliğinin azaltılması yoluna gidilir. Kolonun içeriye çekilmesi üst yapı sisteminde bazı zorlamalar doğuracağından, bu çözüm yolu uygulamada pek tercih edilmez.

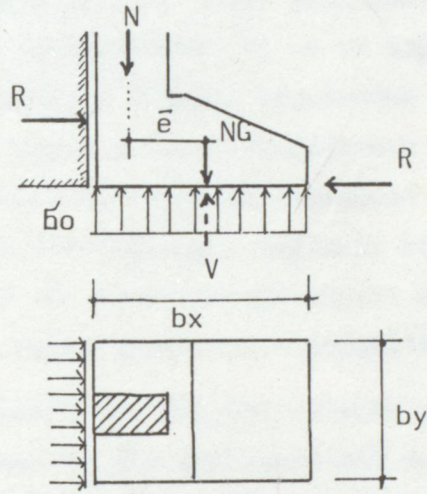


- SEÇENEK-2-; Bu durumda mevcut temel veya rijit yapı kesiminin dengeliyici R reaksiyon kuvvetinden yararlanarak, temelin denemesine engel olunur.. Böylece temel tabanında yaklaşık üniform yayılı taban basıncı ile hesap yapılması sağlanmış olur. N kolon yükünün $\bar{e}$ eksantrikliğinden oluşan $M_o = N_o - \bar{e}$ momentini dengeleyen komşu yapının reaksiyon kuvveti;

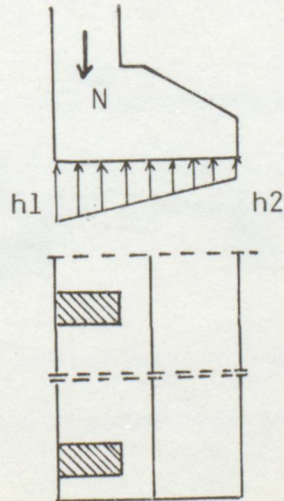
$$R = \frac{N \cdot \bar{e}}{hr} = \frac{8 \cdot N \cdot \bar{e}}{7 \cdot h} \text{ olarak bulunur.}$$

$$hr \cong \frac{7 \cdot h}{8} \text{ alınır.}$$

Bu çözüm yolunun uygulanabilmesi için komşu yapıda R reaksiyon kuvvetinin tabanda oluşturduğu kayma kuvvetini taban sürtünmesi veya bağ kirişi ile alınması zorunludur.



SEÇENEK-3- Bu durumu tekil temellerin yerine, bu kenar boyunca uzanan bir şerit sömel uygulanır. Bu uygulama sonucu temel genişliği önemli ölçüde küçüleceğinden, tabanda gerilmesiz bölge oluşmasına engel olunarak taban basıncından yeterince yararlanılır.

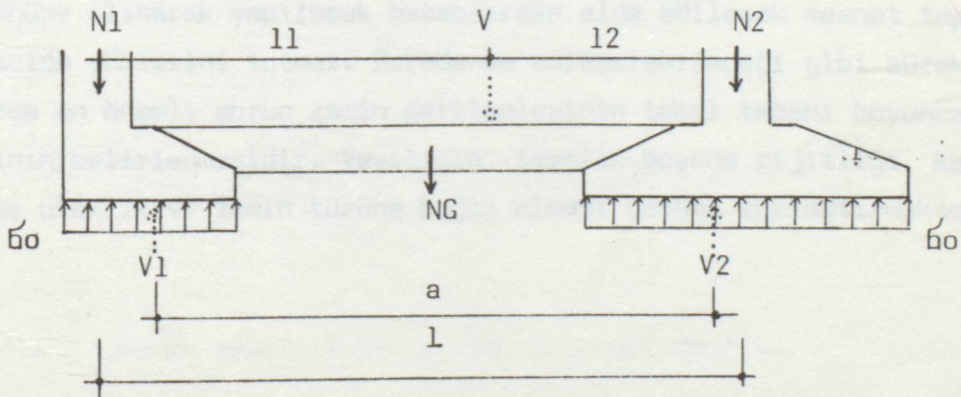


SEÇENEK-4-; Uygulamada çok kullanılan aşağıda gösterilmiştir. Burada tenar temel komşu ara temele oldukça rijit bir bağlantı kirişi ile bağlanarak birlikte çalışması sağlanır. Bu ikili temel sistemi dengede olacak biçimde boyutlandırılır ve çözülür.

Kenar temelde kolon yükü N_1 ve komşu temelde N_2 olarak bilinmektedir. Bunun için önce N_1, N_2 ve G yüklerinin V bileşkesi ve bunun o etki noktası denge denklemi ile bulunur. İkinci adım olarak V bileşkesinin zemin taban güvenlik basıncına bölünmesi ile, her iki temelin toplam AT toplam taban alanı bulunur. $AT = V/\bar{\sigma}_m$.

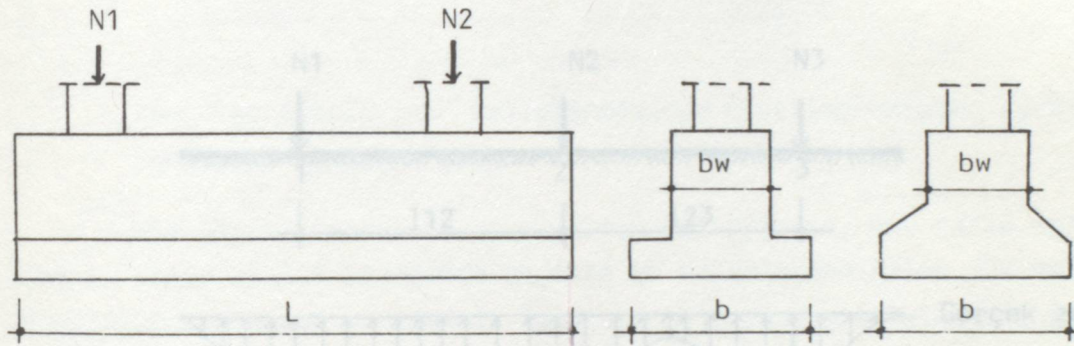
Üçüncü adım olarak her iki temel altındaki taban basınçlarının eşit ve üniform olduğu varsayılarak, V_1 ve V_2 toplam reaksiyon kuvvetleri bileşkesinin o noktasına düşmesi koşulundadır her iki temelin taban alanları belirlenir. Kuşkusuz taban alanlarının bulunması amacı ile yazılan denge denklemlerinde V_1 ve V_2 reaksiyon kuvvetlerinin etki noktaları tam olarak bilinmediğinden, sağlıklı bir sonuç ancak tatonman ile bulunabilir. V_1 ve V_2 reaksiyon kuvvetleri etki noktaları için başlangıç değeri olarak kolon eksenleri alınabilir.

Esasen bu hesabın çok sağlıklı olarak yapılmasına gerek yoktur. Denge koşulunun belirli bir yaklaşıklıkla sağlanması bile amaç için yeterlidir. Hatta bileşkenin o etki noktası bulunurken, temel sistemin kendi ağırlığının (NG) etkisi gözönüne alınmayabilir. Yalnız bu durumda taban basınçlarının, $\bar{\sigma}_m$ taban güvenlik basıncına değil, $(\bar{\sigma}_m - \bar{\sigma}_g)$ net taban güvenlik basıncına eşitlenmesi gerektiği unutulmamalıdır.



SÜREKLİ TEMELLER

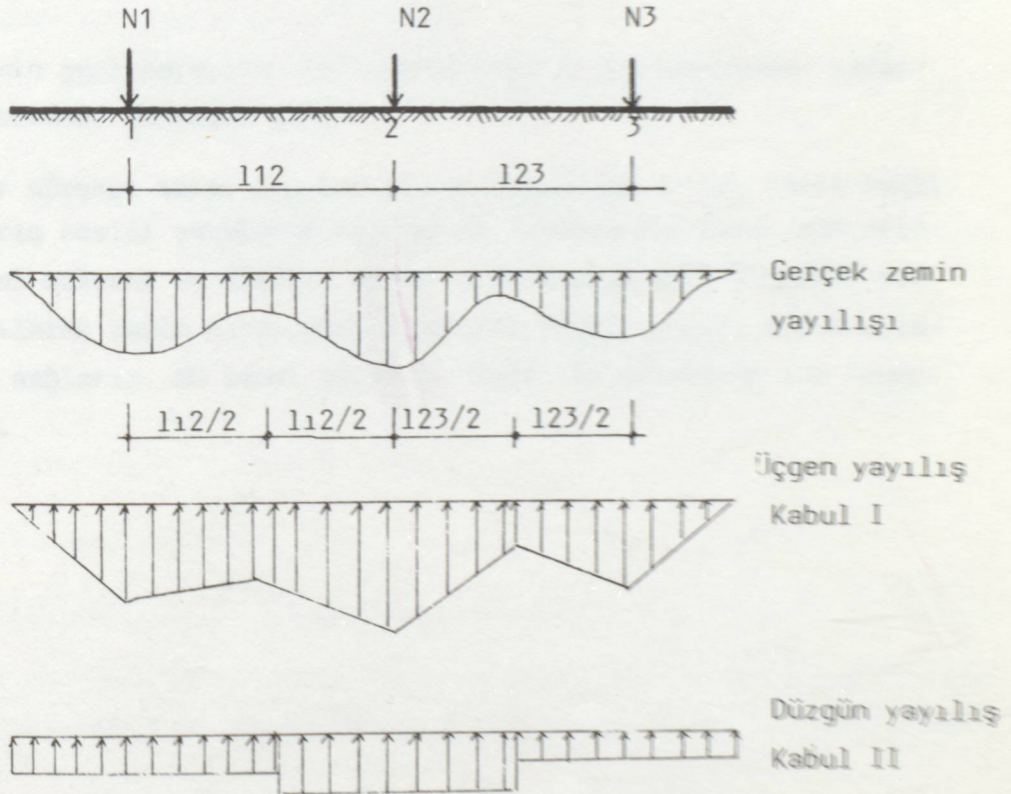
Zemin çok çürüyen veya kolon yüklerinin çok büyük olmaları durumunda ayırık temellerin alanları aşırı ölçüde büyür. Buda özellikle malzeme yönünden ekonomiden uzaklaşılmasına sebep olur. Bunun yanında temel alanları yer yer birbiri içine girecek kadar yaklaşabileceği gibi, böyle bir durum olmasada, zemin homojen değil ise ayırık temellerin farklı oturmalar yaparak üst yapıda çok kez çatlaklara götüren bir takım parazit kesit zarları oluşturmaları mümkündür. Bütün bu sorunları ortadan kaldırmak için birkaç kolonun temelini birarada yapılması ile sürekli temel ortaya çıkar. Komşu yapı sınırındaki kolonla durumunda da bazı kereler sürekli temele gidilebilir.



Sürekli temellerin bir kirişe oturtulmuş kolonlar görünüşünde bulunmaları, onların yükleri aşağıdan yukarıya doğru alan ters dönmüş bir tablalı kiriş gibi hesaplanabilecekleri anlamına gelmez. Çünkü yükler gözönüne alınarak yapılacak hesaplardan elde edilecek mesnet tepkileri kolon yüklerini tutmaz. Buradanda anlaşılabileceği gibi sürekli temellerde en önemli sorun zemin gerilmelerinin temel tabanı boyunca yayılışının belirlenmesidir. Yayılışın, temelin boyuna rijitliği, kolonlar arası uzaklık ve zemin türüne bağlı olması çözümü zorlaştırmaktadır.

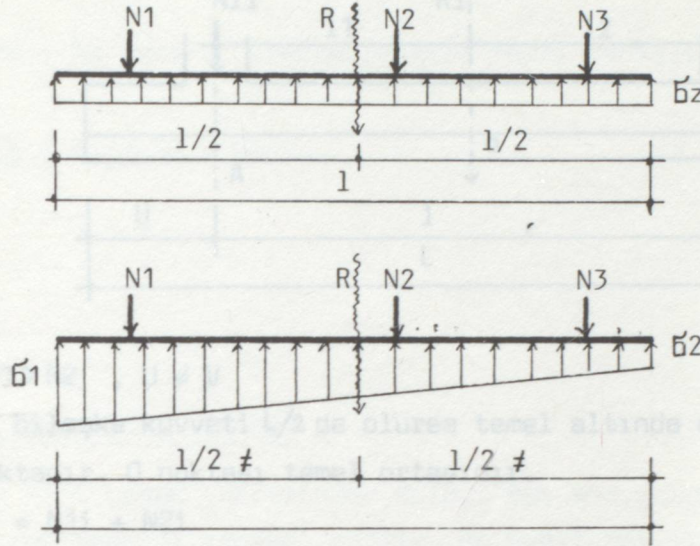
Gerçek yayılışın temel kirişinin kolonlardan gelen yükler ve zeminden gelen tepkiler altındaki deformasyon eğrisinin, zeminin aynı yükler altındaki deformasyonunun eğrisi ile üst üste düşmesini sağlayacak şekilde olacağı açıktır. Kirişin şekil değiştirmesi dış yüklerle, dış yüklerde kirişin şekil değiştirmesine bağlı olduklarından çözümün basit olmadığı belirtilebilir. Uygulamada çok kere yayılışın doğrusal alınması yönünden bir yaklaşık hesaba gidilmektedir. Aşağıdaki şekilde kullanılan kabullerden üçgen yayılışın, ilk bakışta gerçeğe daha yakın görünmesine rağmen, ortaya çıkan sivri gerilme köşelerinin uzun süreli yüklerle hiç uymadığı görülmüştür. Bu gerekçe ile ve hesaplarda sağladığı kolaylıklar bakımından çok kere düzgün yayılış kabulüne gidilmektedir. Aşağıda sürekli temel hesaplarında kullanılabilecek yaklaşık bir hesap yolu verilmektedir.

Bu yaklaşık hesapta iki ana adım vardır.



Zemin gerilmesinin kirişi boyunca yayılışı.

(a) Kolonlardan gelen yüke temelin kendi ağırlığının da katarak temel altında oluşacak gerilme yayılımını belirtmek ve buradan zeminde gerilme kontrolü yapmak bu adımlardan ilkidir.



- Zemin gerilmelerinin belirlenmesinde R birleşkesinden yararlanılması yaklaşık yolu-

Bir sürekli temel üzerine oturan kolon sayısı çok fazla değil ise ve kiriş kesiti yeterince rijitse bu kolonlardan gelen yüklerin R bileşkesi bulunur ve sürekli temel bu bileşkeye göre simetrik konumda yapılarak zemin hesap gerilmelerinin düzgün yayılı kabuledilebilmeleri sağlanır. NG temel ağırlığı küçük bir araştırma ile hesaplanabilir.

Bu durumda U ve V değerlerinden birisi biliniyor.

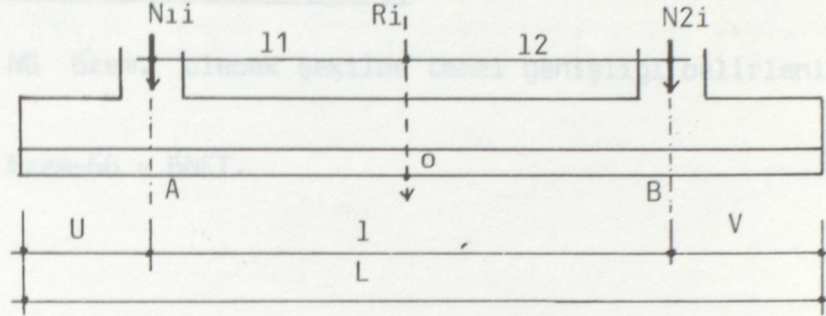
$L/2 = U \cdot L/2 = V \cdot L/2$ olarak bulunur.

Bu bileşkenin temel ortasından geçmesi için $U = V$ alınmalıdır.

U biliniyor ise buna göre V hesaplanır. Temelin her iki tarafında konum veran U ve V biliniyor ise bunlardan biri seçilir diğeri buna göre hesaplanır.

İKİ KOLONLU SÜREKLİ TEMELLER

BOYUTLANDIRMA



$$N1 > N2, U \neq V$$

R bileşke kuvveti $L/2$ de olursa temel altında düzgün yayılı yük oluşmaktadır. O noktası temel ortasıdır.

$$R = N1i + N2i$$

A noktasına göre moment alınırsa

$$Ri \cdot L1 = N2i \cdot L$$

$$L1 = \frac{N2i \cdot L}{Ri}$$

$$L2 = \frac{N1i \cdot L}{Ri}$$

$$L1 + L2 = L$$

$$L1 = \frac{N2i \cdot L}{(N1i + N2i)}$$

$$L2 = \frac{N1i \cdot L}{(N1i + N2i)}$$

Buradan bulunan $L1$ ve $L2$ değerleri yardımı ile temelin orta noktası bulunur. Budara U ve V değerlerinden birisi biliniyor.

$$L/2 = U + L1 = V + L2 \text{ olarak bulunur.}$$

Bu bileşkenin temel ortasından geçmesi için $U + L1 = U + L2$ olmalıdır. U belirli ise buna göre V hesaplanır. Temelin her iki tarafında konsol varsa U ve V belirsiz ise bunlardan biri seçilir diğeri ona göre hesaplanır.

Herzaman olduğu gibi boyutlandırmada kullanılan N_i değerleri işletme yüklerinden oluşan kuvvetlerdir. Kolon diplerinde M ve H kuvvetleri varsa bileşke yerine saptanmasında bunlarda dikkate alınır.

TEMEL B- GENİŞLİĞİNİN BELİRLENMESİ :

$N_{1i} + N_{2i} + N_G$ Öz. olacak şekilde temel genişliği belirlenir.

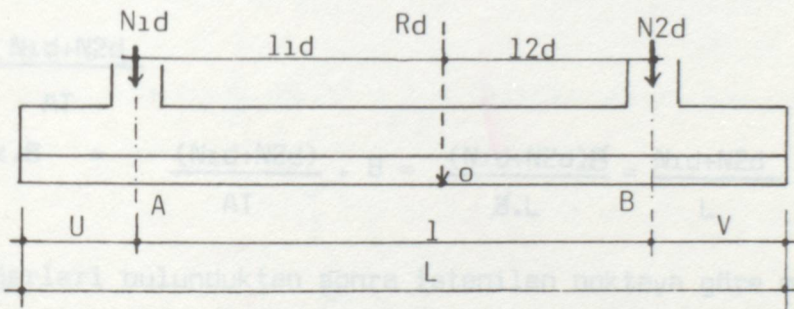
$$\frac{N_{1i} + N_{2i}}{B.L} \leq \bar{\sigma}_{\text{zem}} - \bar{\sigma}_G = \bar{\sigma}_{\text{NET.}}$$

B.L

$$\bar{\sigma}_G = \frac{N_G}{B.L}$$

KESİT TESİRLERİNİN HESABI-

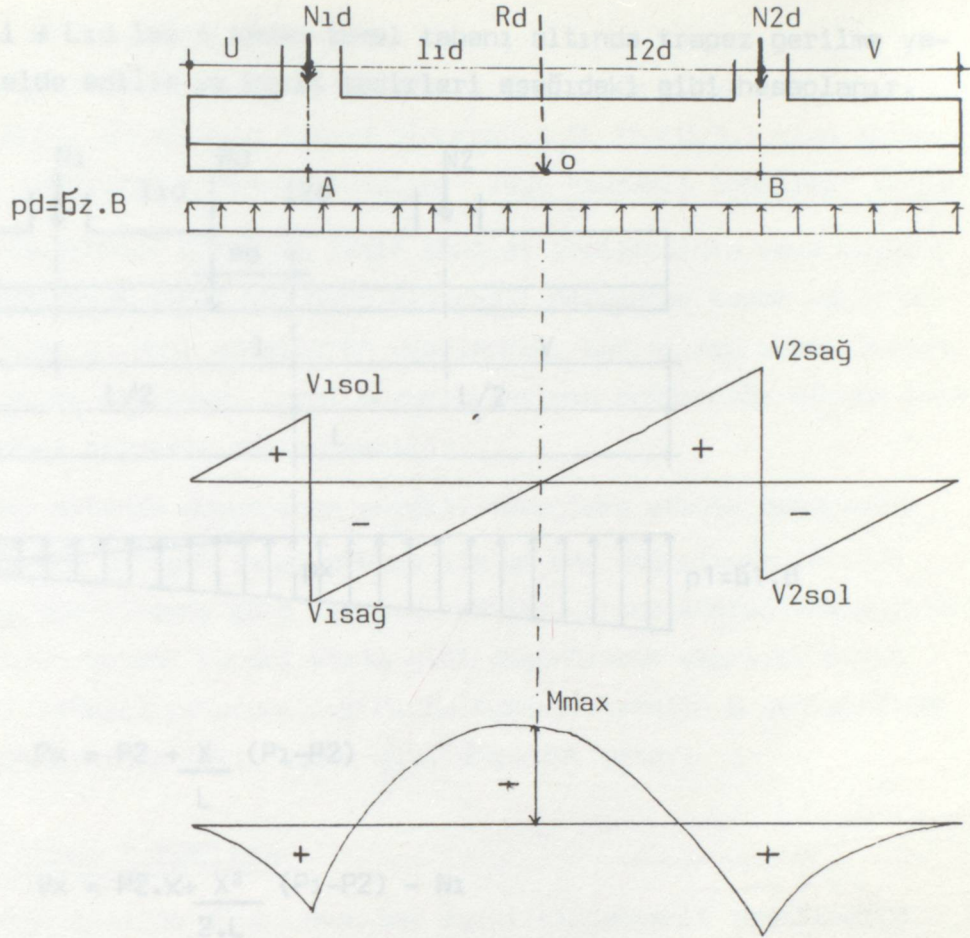
İlk önce hesap yüklerinden dolayı meydana gelen L_{1d} değerinin değişip değişmediği kontrol edilir. Bu kesit tesirlerinde N_d hesap yüklerinden oluşan yükler kullanılır. ($1.4G+1.6Q$)



$L_{1i} = L_{1d}$ ve $L_{2i} = L_{2d}$ eşit olursa temel tabanı altında düzgün yayılı oluşur.

$$L_{1d} = \frac{N_{2d} \cdot L}{(N_{1d} + N_{2d})}$$

$$L_{2d} = \frac{N_{1d} \cdot L}{(N_{2d} + N_{1d})}$$



$$AT = B \cdot L$$

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{N_{1d} + N_{2d}}{AT}$$

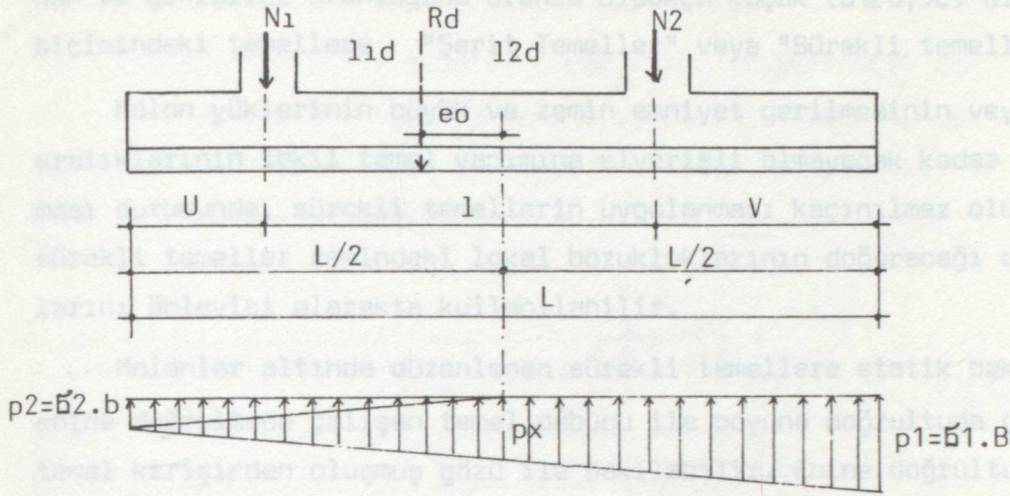
$$P_d = \bar{\epsilon}_z \cdot B = \frac{(N_{1d} + N_{2d})}{AT} \cdot B = \frac{(N_{1d} + N_{2d})}{\bar{\epsilon}_z \cdot L} = \frac{N_{1d} + N_{2d}}{L}$$

P_d değerleri bulunduktan sonra istenilen noktaya göre moment alınarak kesit tesirleri hesaplanır.

$$\max M = N_{1d} \cdot l_{1d} - (U + l_{1d})^2 \cdot \frac{P_d}{2} = N_{1d} \cdot l_{1d} - \frac{P_d}{2} \left(\frac{L}{2} \right)^2$$

$$\max M = N_{1d} \cdot l_{1d} - \frac{p_d \cdot L^2}{8}$$

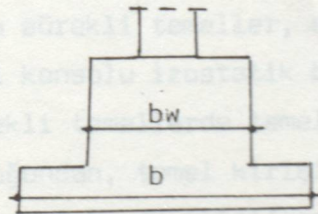
B- Eğer $L_1 \neq L_2$ ise o zaman temel tabanı altında trapez gerilme yayılımı elde edilir ve kesit tesirleri aşağıdaki gibi hesaplanır.



$$p_x = p_2 + \frac{x}{L} (p_1 - p_2)$$

$$V_x = p_2 \cdot x + \frac{x^2}{2 \cdot L} (p_1 - p_2) - N_1$$

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot p_2 \cdot x^2 + \frac{x^3}{6 \cdot L} \cdot (p_1 - p_2) - N_1 \cdot x$$



$$M_y = \frac{1}{2} \cdot P_d \cdot \left(\frac{B - b_w}{2} \right)^2$$

NOT: Kesit hesaplarında ilk yapılacak iş b_w ve h değerlerinin seçilmesidir. Bu değerlerin seçilmesinde kesit eğilme momentini karşılamakla beraber kesme kuvvetini sadece beton karşılanması sağlanmalıdır.

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

KOLONLAR ALTINDAKİ ŞERİT TEMELLER-

Aynı doğrultuda bulunan kolon dizileri altında sürekli olarak uzanan ve genişliği uzunluğuna oranla oldukça küçük ($b \leq 0,3L$) olan şerit biçimindeki temellere "Şerit Temeller" veya "Sürekli temeller" denir.

Kolon yüklerinin büyük ve zemin emniyet gerilmesinin veya kolon aralıklarının tekil temel yapımına elverişli olmayacak kadar küçük olması durumunda, sürekli temellerin uygulanması kaçınılmaz olur. Ayrıca sürekli temeller zemindeki lokal bozukluklarının doğuracağı oturma farklarını önleyici olarakta kullanılabilir.

Kolonlar altında düzenlenen sürekli temellere statik bakımından, enine doğrultuda çalışan temel pabucu ile boyuna doğrultuda çalışan temel kirişinden oluşmuş gözü ile bakılabilir. Enine doğrultuda çalışan temel pabucunun hesabı konsol kiriş gibi düşünülerek yapılır. Bunun için sürekli temelin pabucunu, uzunluğu sürekli temelin b genişliğine eşit birin genişlikle tekil temel gibi düşünmek yeter.

İKİ KOLONLU SÜREKLİ TEMELLER-

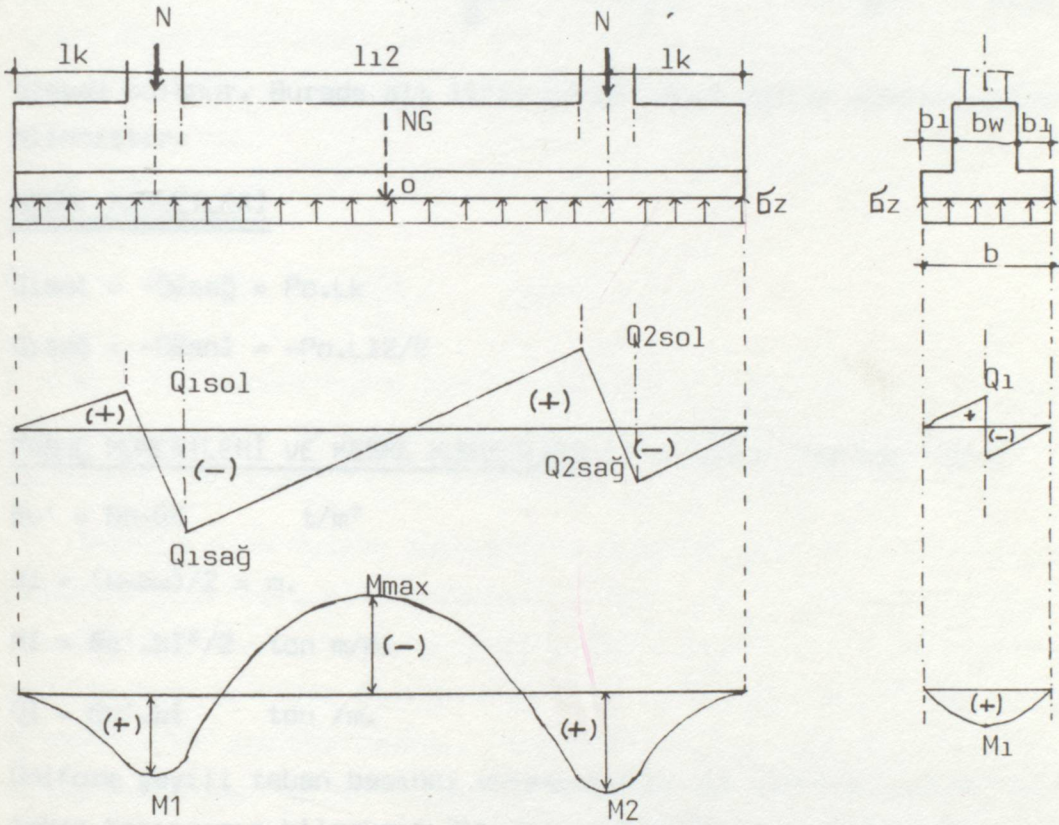
İki kolon altında düzenlenen tek açıklıklı sürekli temellerdir. Kolonlar altındaki taban basıncı yığılımlarını önlemek ve dengeli bir temel sistemi elde etmek için, elverişli durumlarda çoğunlukla her iki uçta konsol biçiminde çıkmalar düzenlenir.

İki kolonlu sürekli temeller, statik yönden boyuna doğrultuda tek açıklıklı ve iki konsolu izostatik bir temel kirişi olarak düşünülebilir. Bu tür sürekli temellerde temel uzunluğa kalınlığına oranla çoğunlukla küçük olduğundan, temel kirişi oldukça rijittir. Bu nedenle taban basıncının basit hesap metotları ile hesabında genellikle Gerilme yamuğu metodu = G.Y.M ➤ esas alınır.

EŞİT MERKEZİ KOLON YÜKLERİ ETKİSİNDEKİ İKİ KOLONLU SÜREKLİ TEMELLER-

A- TABAN BASINCI VE KESİT TESİRLERİNİN HESABI

İki kolonlu şerit temelde düşey kolon yükleri eşit ise, çıkma boyları eşit seçilerek kolon yükleri bileşkesinin temel kirişi ortasından geçmesi sağlanır. Böylece taban basıncı doğrusal yayılış varsayımına göre üniform duruma gelir.



Temel tabanında oluşan üniform taban basıncı;

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_0 = \frac{2 \cdot N + NG}{b(L_{12} + L_k)} = \frac{V}{b \cdot L} \quad t/m^2$$

Burada NG temel ağırlığı ile varsa üzerindeki topra ağırlığının toplamıdır.

Sürekli temel boyunca yayılı net çizgisel taban basıncı;

$$P_o = (\zeta_o - \zeta_g) \cdot b = \frac{2 \cdot N}{L} \quad \text{t/m} \quad \text{olarak bulunur.}$$

EĞİLME MOMENTLERİ

$$\text{MESNETLERDE : } M_1 = M_2 = P_o \cdot L_k^2 / 2$$

$$\text{Açıklıkta : } \max M_{12} = -P_o \cdot \frac{L_{12}^2}{8} + P_o \cdot \frac{L_k^2}{2} = -P_o \cdot \frac{L_{12}^2}{8} \cdot \left(1 - 4 \cdot \left(\frac{L_k}{L_{12}}\right)^2\right)$$

olarak bulunur. Burada alt lifte çekme yapan eğilme momenti pozitif alınmıştır.

KESME KUVVETLERİ

$$Q_{1\text{sol}} = -Q_{2\text{sağ}} = P_o \cdot L_k$$

$$Q_{1\text{sağ}} = -Q_{2\text{sol}} = -P_o \cdot L_{12} / 2$$

PABUÇ MOMENTLERİ VE KESME KUVVETLERİ (1 m temel uzunluğu için)

$$\zeta_o' = \zeta_o - \zeta_g \quad \text{t/m}^2$$

$$b_I = (b - b_w) / 2 = m.$$

$$M_I = \zeta_o' \cdot b_I^2 / 2 \quad \text{ton m/m.}$$

$$Q_I = \zeta_o' \cdot b_I \quad \text{ton /m.}$$

Üniform yayılı taban basıncı varsayımında üst yüklerin bileşkesi ile taban basıncının bileşkesi üst üste düşeceğinden, eğilme momentlerinin kesme kuvvetleri alanlarının çebrik toplamındanda bulunabilir.

EŞİT OLMAYAN KOLON YÜKLERİ ETKİSİNDEKİ İKİ KOLON SÜREKLİ TEMELLER

A- TABAN BASINCININ BULUNMASI-

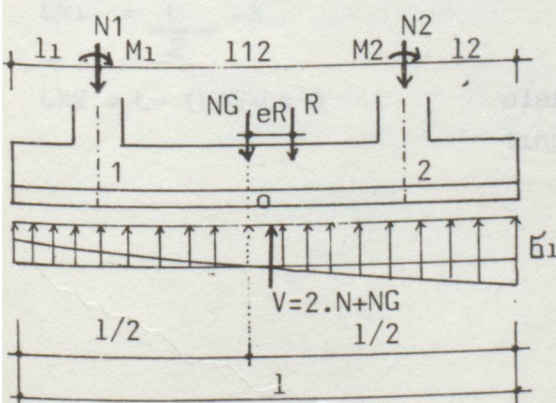
İki kolon altında bulunan rijit bir temelde kolon yükleri eşit değil ise, eşit boyda çıkmalar yapılsa bile kolon yüklerinin bileşkesi temelin geometrik ekseninden geçmez. Böylece doğrusal taban basıncı var sayımına göre taban basıncı yamuk (veya nadiren üçgen) biçimde olur. Taban basıncının, temel geometrik eksenine göre bileşke kuvvetin bulunduğu tarafa doğru artacağı, en büyük zemin gerilmesinde aynı tarafta olacağı açıktır.

Taban basıncı;

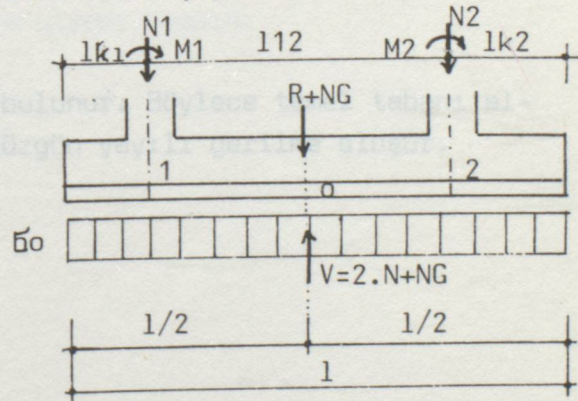
$$\sigma_o(\frac{1}{2}) = \sigma_g + \frac{R}{b} \left(1 \pm \frac{6eR}{b}\right) \text{ olarak bulunur.}$$

$R = N_1 + N_2$ olarak kolon yükleri bileşkesini eR ise N_1 ve N_2 kolon yükleri ile M_1 ve M_2 kolon momentlerinin dengesinde bulunan yük eksantrikliğini tanımlar.

Böylece elde edilen iki kolonlu sürekli temel boyuna doğrultuda izostatik bir kiriş olarak davranır. Temel kirişinin kesit kuvvetleri yukarıda belirtilen doğrusal yayılı taban gerilmesi altında ters çevrilmiş konsollu kiriş olarak hesaplanır. Bununla birlikte taban gerilmesinin yamuk biçimde olması, farklı oturmalar nedeni ile bir dönme oluşturacağından tercih edilmez. Bu nedenle sürekli temellere uygun boyda çıkmalar düzenlenerek taban basıncı üniform yapılır.



Yamuk biçimdeki gerilme yayılımı



Üniform yayılı taban basıncı

Eşit olmayan mesnet yükleri etkisindeki sürekli temellerde, taban gerilmesinin boyuna doğrultuda üniform yapılması iki şekilde sağlanır.

- 1- Çıkma uzunlukları uygun biçimde farklı yapılarak,
- 2- Temel tabanı genişliğinin uygun biçimde değişken yapılarak.

1- ÇIKMA UZUNLUKLARI UYGUN BİÇİMDE FARKLI SEÇİLEREK, TABAN BASINCININ BOYUNA DOĞRULTUDA ÜNİFORM YAPILMASI :

Bu durumda N1, M1 ve N2, M2 kolon tesirlerinin R bileşkesi temelin geometrik eksenine (temel ortasına) gelecek biçimde çıkma boyları belirlenirse, temel taban gerilmeside temel boyunca üniform olur. R bileşkesi ve toplam temel uzunluğu aşağıdaki gibi bulunur.

$$R = N1+N2$$

$$L = L12+Lk1+Lk2$$

Öte yandan toplam temel uzunluğu aşağıdaki biçimde belirlendiğine ve L12 açıklığı da kolon aralarındaki uzaklık olarak belli olduğuna göre, Lk1 ve Lk2 çıkma uzunlukları aşağıdaki gibi kullanılır.

$$L = R/b. \text{özem}$$

R bileşkesinin 1 no.lu kolondan olan X uzunluğu denge denklemi ile;

$$X = \frac{N2 \cdot L12}{R} + \frac{(M1+M2)}{R} \quad \text{Olarak bulunabildiğine göre, çıkma uzunlukları;}$$

$$Lk1 = \frac{L}{2} - X$$

$$Lk2 = L - (L12+Lk1)$$

olarak bulunur. Böylece temel tabanı altında düzgün yayılı gerilme oluşur.

TEMEL TABAN GENİŞLİĞİ LİNER DEĞİŞKEN SEÇİLEREK TABAN

BASINCININ ÜNİFORM YAPILMASI-

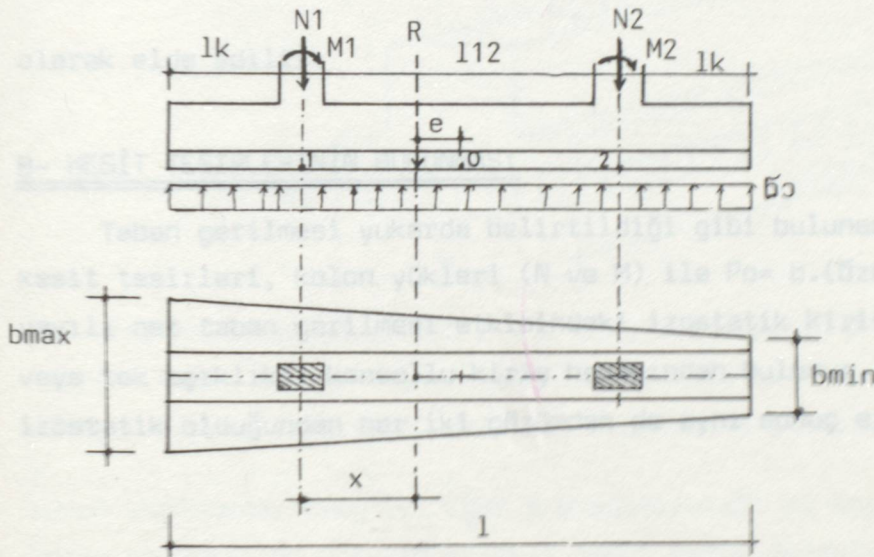
Daha öncede yaptığımız örneğe benzer biçimde R bileşkesinin 1 no.lu kolona olan uzaklığına x dersek;

$$x = \frac{N1 \cdot L12 + (M1 + M2)}{N1 + N2}$$

olarak bulunur. Çıkma boyları eşit olduğuna göre toplam uzunluğu

$$L = L12 + 2 Lk$$

olur. Burada basitleştirme yapmak amacı ile, temelin NG zati ağırlığının R bileşke noktasından etkidiği varsayılabilir. Bu durumda bmax ve bmin genişlikleri iki koşuldan belirlenir.



Birincisi; Taban gerilmesinin Üniform olması koşulu;

$$\sigma'_0 = \frac{N1 + N2}{L \cdot (b_{max} + b_{min}) / 2} = \frac{2 \cdot (N1 + N2)}{L \cdot (b_{max} + b_{min})}$$

$$b_{max} + b_{min} = \frac{2 \cdot (N1 + N2)}{L \cdot \sigma'_0}$$

İkincisi; Trapez biçimdeki temel tabanının ağırlık noktası ile R bileşkesinin etki noktasının üst üste gelme koşulu.

$$\frac{L}{3} \cdot \frac{b_{\max} + 2 \cdot b_{\min}}{b_{\max} + b_{\min}} = X + L_k = \frac{N_2 \cdot L^2 + M_1 + M_2}{N_1 + N_2} + \frac{L - L^2}{2}$$

$\bar{\epsilon}'_0 = \bar{\epsilon}_{\text{zem}} - \bar{\epsilon}_g$ alınarak bu iki denklemden iki bilinmeyen çözülürse-

$$b_{\max} = \frac{(N_1 + N_2) \cdot L + 3 \cdot (N_1 - N_2) \cdot L^2 - 6 \cdot (M_1 + M_2)}{(\bar{\epsilon}_{\text{zem}} - \bar{\epsilon}_g) \cdot L^2}$$

$$b_{\min} = \frac{(N_1 + N_2) \cdot L - 3(N_1 + N_2) \cdot L^2 + 6(M_1 + M_2)}{(\bar{\epsilon}_{\text{zem}} - \bar{\epsilon}_g) \cdot L^2}$$

olarak elde edilir.

B- KESİT TESİRLERİNİN BULUNMASI

Taban gerilmesi yukarda belirtildiği gibi bulunan temel kirişinde kesit tesirleri, kolon yükleri (N ve M) ile $P_0 = b \cdot (\bar{\epsilon}_{\text{zem}} - \bar{\epsilon}_g)$ çizgisel yayılı net taban gerilmesi etkisindeki izostatik kirişin dengesinden veya tek açıklıklı konsollu kiriş hesabından bulunur. Temel kirişi izostatik olduğundan her iki çözümünden de aynı sonuç elde edilecektir.

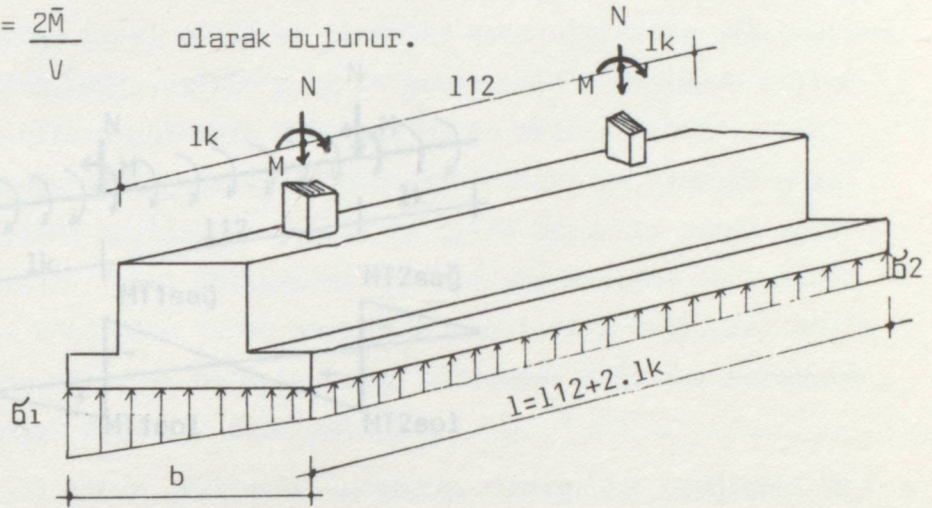
ENİNE DOĞRULTUDA EKSANTRİK KOLON YÜKLERİ ETKİMESİ DURUMU

Kolonlar temele N normal yükünden başka enine doğrultuda $\bar{M}$ eğilme momenti de aktarırsa, temel enine doğrultuda eksantrik yüklenmiş olur. Benzer durumla yükün enine doğrultuda merkeze etkimesine karşın, temel pabucunun simetrik olarak düzenlenememesinde de karşılaşılır.

Enine doğrultudaki kolon momentlerinden dolayı yük eksantrikliği

$$e = \frac{2 \cdot \bar{M}}{N + N_G} = \frac{2 \bar{M}}{V}$$

olarak bulunur.



Burada taban gerilmesi e yük eksantrikliğinin b temel genişliğine oranına bağlı olarak değişik şekilde hesaplanır. Hesap şekli ise dik-dörtgen planlı temel gibi yapılır. Uygulamada genellikle $e \leq \frac{b}{3}$ koşulunun sağlanması istenir. Eğer e eksantrikliği bu koşulu sağlamayacak kadar büyükse; bu durumda sürekli temel enine doğrultuda $\bar{e}$ kadar eksantrik yapılarak bu koşul yerine getirilir.

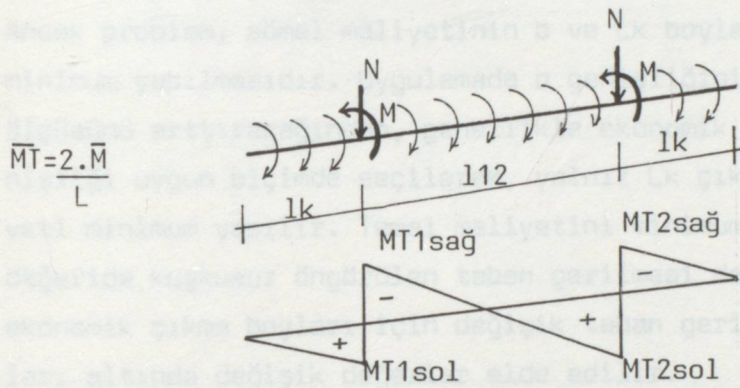
$e \leq b/6$ durumunda taban basıncı:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b \cdot L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \leq \sigma_{\text{zem.}}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b \cdot L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad \text{olarak bulunur.}$$

Hatta temelin e eksantrikliği $e = 2\bar{M}/V$ yük eksantrikliğine eşit yapılırsa, taban gerilmesi enine doğrultuda üniform olur. Bu durumda taban gerilmesinin $\bar{\sigma}_0 = \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 = V/b.L$ olacağı açıktır.

Sürekli temele etki eden yüklerin enine doğrultuda eksantrik olmasından dolayı, boyuna temel kirişi bir burulma momenti etkisinde bulunur. Aşağıdaki şekilde görüldüğü gibi lineer değişen bu burulma momentinin mesnetlerdeki toplam değeri;



$$\bar{M}_{T1sol} = - \bar{M}_{T2sağ} = 2 \cdot \bar{M} \cdot Lk/L$$

$$\bar{M}_{T1sağ} = - \bar{M}_{T2sol} = \bar{M} \cdot L12/L$$

TEMEL BOYUTLARININ EN EKONOMİK ŞEKİLDE BELİRLENMESİ-

Bilindiği gibi taban gerilmesi aşağıdaki gibi zeminin taban emniyet gerilmesine eşitlenecek taban boyutları belirlenir.

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{2 \cdot N + N_G}{b \cdot (L_{12} + 2L_k)} = \frac{V}{b \cdot L} = \bar{\sigma}_{zem}.$$

Ancak yukardaki $b \cdot (L_{12} + 2L_k) = V / \bar{\sigma}_{zem}$ denklemini sağlayan somut sayıda b ve L_k değeri bulunur. Burada temel dar ve çıkma boyutları uzun olarak yapılabilir gibi, temel geniş ve çıkma boyutları kısa olarak da yapılabilir. Ancak problem, temel maliyetinin b ve L_k boyutlarının fonksiyonu olarak minimum yapılmasıdır. Uygulamada b genişliğinin artması beton çeliği ölçüsünü arttıracığından, genellikle ekonomik olmaz. Bu nedenle b genişliği uygun biçimde seçilerek, yalnız L_k çıkma boyu ile temel maliyeti minimum yapılır. Temel maliyetini minimum yapan çıkma boyutlarının değerinde kuşkusuz öngörülen taban gerilmesi dağılımına bağlıdır. Böyle ekonomik çıkma boyutları için değişik taban gerilmesi dağılımı varsayımları altında değişik değerler elde edilir.

Üniform yayılı taban gerilmesi varsayımı durumunda; aşağıdaki boyuna eğilme momenti diyagramı gözönüne alınarak optimum durum iki şekilde araştırılır.

- En büyük açıklık momenti ile mesnet momentinin eşit olması koşulundan:

$$\max M_{12} = M_1 = M_2 \quad P_0 \cdot \left(\frac{L_{12}^2}{8} - \frac{L_k^2}{2} \right) = P_0 \cdot L_k^2 / 2 = L_k = L_{12} / 2.83$$

- Moment diyagramı alanının en küçük olması koşulundan:

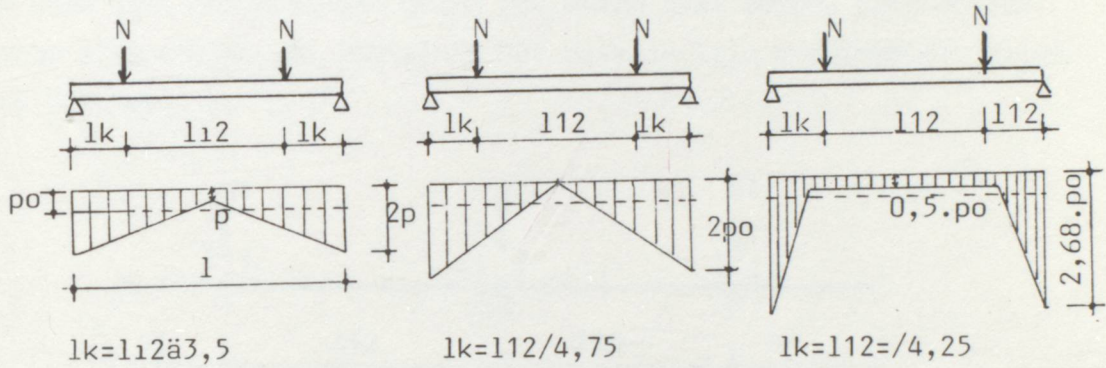
$$A = \frac{P_0 \cdot L_k^3}{3} + P_0 \cdot L_{12} \left(\frac{L_k^2}{2} - \frac{L_k^2}{12} \right) + \frac{4}{3} P_0 \cdot \frac{(L_{12}^2 - L_k^2)}{8} \cdot \sqrt{L_{12}^2 - 4L_k^2}$$

$$\frac{dA}{dL_k} = 0 \text{ dan } L_k = L_{12} / 3 \text{ bulunur.}$$

- Ekonomik (maksimum) temel girişlerinde taban gerilmesi aynı A 'daki dağılıma uygun değer ve ekonomik çıkma boyu için $L_k = L_{12} / 3.5$ alınabilir.

Sonuç olarak üniform yayılı taban gerilmesi durumunda, ekonomik temelin çıkma boyu $L_k \leq L/12/3$ olarak alınması uygun olur.

Taban gerilmesi için değişik dağılımların esas alınması durumu Taban gerilmesi için üniformdan farklı olarak değişik dağılımların esas alınması durumunda, ekonomik temel çıkma boyunun da buna uygun olarak değişmesi doğaldır. Aşağıda değişik taban gerilmesi altında açıklık ve mesnet momentlerinin eşit olması ilkesine dayanan ekonomik çıkma boyları gösterilmiştir.



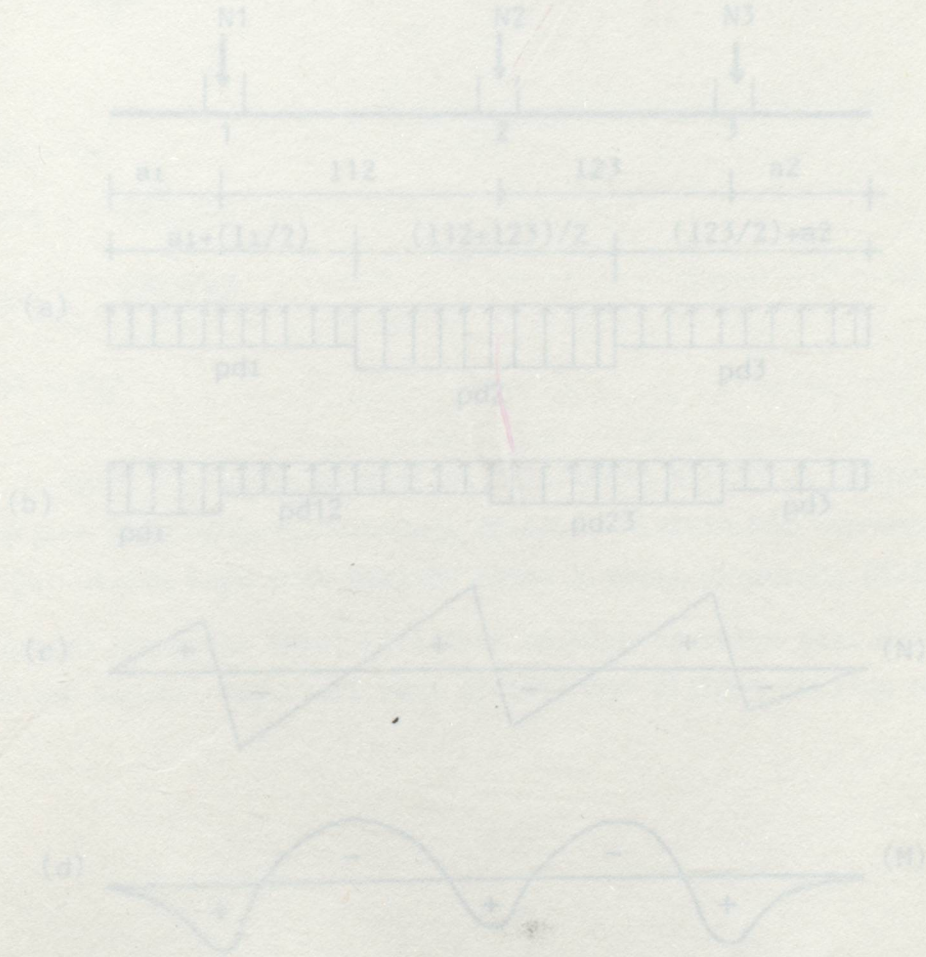
A-Yamak gerilme dağılışı. B-Üçgen gerilme dağılışı C-DIN 4018 deki dağılım

Buna göre şekil A'da görüldüğü gibi uçlardaki değeri ortadakinin iki katı olan bir gerilme dağılımındaki durumda $L_k \approx L/12/3,5$, Şekil B'de görüldüğü gibi uçlardaki değeri ortalama taban gerilmesinin iki katı olan simetrik üçgen biçiminde bir dağılım durumunda $L_k = L/12/4,75$ olarak elde edilir. Şekil C'de görüldüğü gibi rijit bir temel için DIN 4018'den idailize edilerek verilen dağılım durumunda $L_k = L/12/4,25$ olarak elde edilir. L_k çıkma boyu ile iki kolon arasındaki $L/12$ uzaklığı arasındaki bağıntılardan ekonomik çıkma boyu için aşağıdakiler söylenebilir.

- Oldukça esnek temel kirişlerinde taban gerilmesi üniform dağılıma uygun düşer ve ekonomik çıkma boyu için $L_k = L/12/3,5$ alınabilir.
- Bükülebilir (elastik) temel kirişlerinde taban gerilmesi şekil A'daki dağılıma uygun düşer ve ekonomik çıkma boyu için $L_k = L/12/3,5$ alınabilir.

Rijit temel kirişlerinde DİN 4018 de idailize edilerek verilen dağılım uygun düşer. Ancak bu idailize dağılımın uçlarındaki gerilme tepelerdeki gerçekte plastik deformasyonlar nedeni ile kesit çizgiye uygun olarak azalacağından, rijit temel kirişlerinde ekonomik çıkma boyu olarak;

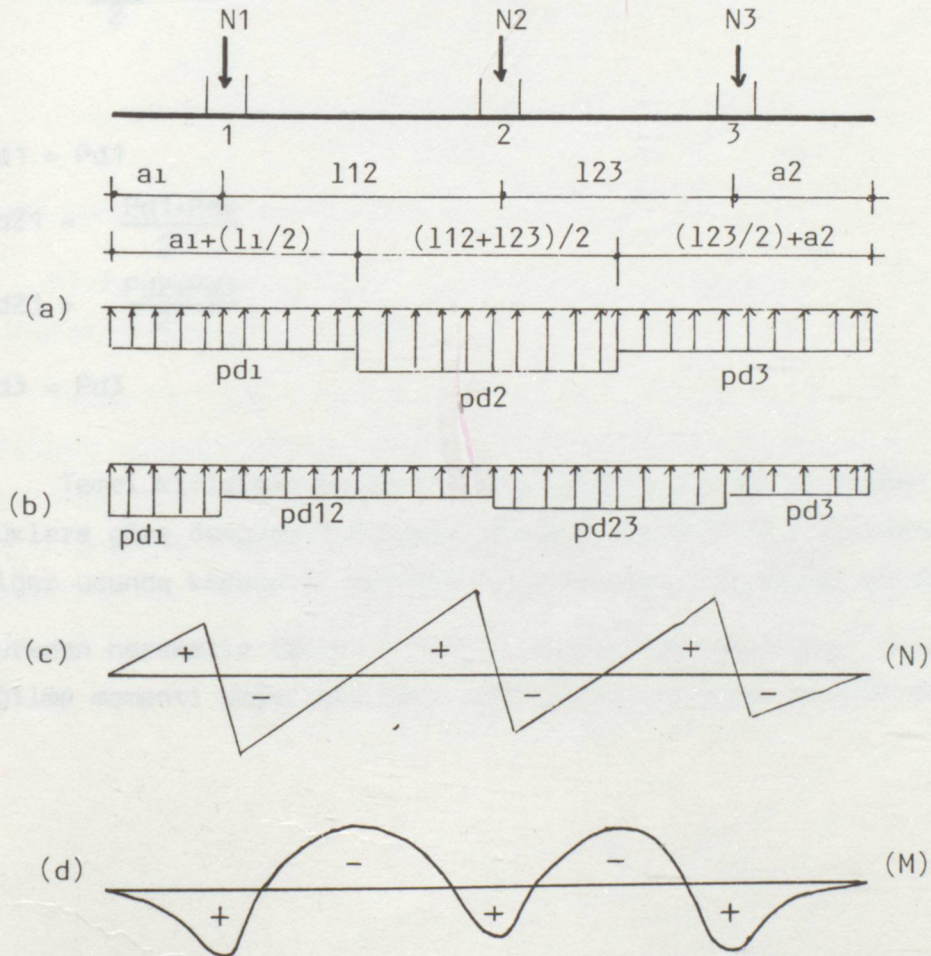
$L_k = L/4$ alınması daha uygun olur.



Uzun ve rijitliğin her türlü tasarımların yaklaşık hesap etmek-

SÜREKLİ TEMELLER

Kolon sayısının çok olması yada kiriş kesitinin yeter derecede rijit olması durumunda gerçek zemin gerilmelerinin belirlenmesinin zor olduğunu daha önce söylemiştir. Pratikte yaklaşık bir hesap yolu olarak, her kolondan gelen yük kolon etki alanına bölünerek taban yüzeyindeki gerilmelerin ortalama değeri bulunur. Temelin kendi ağırlığından ileri gelen gerilmelerde bunlara eklenerek zeminde gerilme kontrolü yapılır. Kesit hesaplarında kullanılacak birim boya düşer, P_d yükü ise, her kolondan gelen yük kolon etki boyuna bölündükten sonra elde edilen yük değerinin her açıklık için ortalamaları alınarak bulunur.



Uzun ve rijitliği az sürekli temellerin yaklaşık hesap metodu-

- a- Kolon etki boylarına düşen ortalama yükler.
- b- Hesap için açıklık ortalama yükleri.
- c- V kesme kuvveti diyagramı
- d- M eğilme momenti diyagramı.

$$Pd1 = \frac{N1}{\left(a1 + \frac{L12}{2}\right)}$$

$$Pd2 = \frac{N2}{\left(\frac{L12}{2} + \frac{L23}{2}\right)} = \frac{2N2}{(L12+L23)}$$

$$Pd3 = \frac{N3}{\left(\frac{L23}{2} + a2\right)}$$

$$Pd1 = Pd1$$

$$Pd21 = \frac{Pd1+Pd2}{2}$$

$$Pd23 = \frac{Pd2+Pd3}{2}$$

$$Pd3 = Pd3$$

Temel kirişinin bu şekilde belirlenen alttan ve üstten gelen yüklere göre dengede bulunduğu açıktır. Kirişin bir ucundan başlayarak diğer ucunda kapanacak şekilde kesme kuvveti diyagramı çizilebilir.

Buradan hareketle temel kirişinin açıklık ve kolon altı noktalarındaki eğilme momenti değerleri yapı statikinden bilinen şekilde hesaplanır.

Önemli durumlarda zeminin elastikliği gözönüne alınabilir ve hesap elastik zemine oturan kiriş şeklinde yapılabilir. Bu konuda daha geniş bilgi ileride verilecektir.

Yükleri ve kesit tesirleri diyagramları yukarıda belirtilen yaklaşık metotta elde edilen sürekli temel kirişinin, normal bir üst-yapı sürekli kirişinden farkı, yalnız yüklerin aşağıdan yukarıya etkimesi değil, aynı zamanda kiriş rijitliğinin bir üst-yapı kirişine göre çok büyük olması ve bunun yanında kesme kuvvetinin büyük değerleri dolayısı ile boyutlamada önemli rol oynamalarıdır. V kesme kuvveti etkisinin büyük olmasından dolayı kiriş kesitinin boyutlandırılmasında en büyük eğilme momenti yanında bw kiriş genişliği önceden seçilmiş ise $v_d = v_{cr}$ alınarak;

$$d = \frac{V_d}{0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w} \quad \text{bağıntısı yardımıyla}$$

kesme kuvveti de önceden düşünülmelidir.

Kiriş betonarme hesabı bulunan $V_d \times M_d$ diyagramlarındaki tesirler alınarak dikdörtgen veya tablalı kirişler gibi yapılır.

Temel kirişlerin yükseklikleri dolayısı ile 45°'lik bir açı ile bükülmüş pilyelerden hem kesme donatısı, hemde eğilme donatısı olarak yararlanılması güçtür. Bu nedenle temellerde 60°'lik bir açı ile bükülmüş pilyelerden de yararlanıldığı olur. En iyi çözüm ise tam kayma kuvvetlerinin yalnız etriyeler ile karşılanması ve eğik çubuk kullanılmamasıdır.

SÜREKLİ TEMELLERİN ELASTİK ZEMİNE OTURAN KİRİŞ OLARAK ÇÖZÜMÜ-

Elastik zemine oturan sonlu kiriş problemlerinin genel matematiksel yollu çözümü yorucu ve güçtür. Bunun yanı sıra sonsuz kiriş tesir çizgileri yardımı Bleich hipotezinden yarı-sonsuz kiriş tesir çizgileri yardımı ile Magnel tarafından önerilen ardışık yaklaşımlar metodundan yararlanarak sonlu uzunluktaki kirişlerde herhangi bir noktadaki kesit zorları ve şekil değiştirmeler bulunabilir. Ancak bu metotlarla çözüm dolaylı, oldukça yorucu ve zaman alıcı olduğundan, geniş bir uygulama alanı bulamamışlardır.

Bir doğrultuda sürekli temellerin elastik zemine oturan kirişler teorisine göre çözümünde sonlu kiriş tesir çizgilerinin kullanılması, her türlü karmaşık yük durumunda bile büyük yarar sağlayan, dolaysız, kestirme ve kolay bir çözüm yoludur.

Elastik zemine oturan prizmatik bir elemanın elastik eğrisinin diferansiyel denklemi, elastik zemine oturan kirişler teorisinden;

Kaya	200~50	10-15
Kum-çakıl	5-8	3-4
Kum-silt	1-2	2-3
Kum-gevrek	1-1,5	1-0,5
Kil-yerli	0,5-1,0	1,5-2,0
Kil-katı püsk.	0,2	1
Balgık tüpü	0,2	0,20

Zemin elastik kabul edildiğinden, zemin gerilmesi çözmeler orantılı olacağından, K bir katsayı olmak üzere;

$$q = K \cdot y$$

yazılabilir.

Buradan da;

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -K.Y$$

$$E.I. \frac{d^2y}{dx^2} = -K.Y$$

olarak bilinir. Burada K katsayısı, b elastik zemine oturan elemanın taban genişliği ve Ko yatak katsayısı olduğuna göre,

$$K = K_o.b$$

olarak tanımlanmıştır. Bir fikir vermek amacı ile, çeşitli zemin türleri için ortalama Ko değerleri bir tabloda derlenmiştir.

Zemin tarü	Ko (kg/cm ³)	İz (kg/cm ²)
Kaya	200~ ∞	10-15
Kum-Çakıl	10-20	3-4
Kum-sıkı	5-8	2-3
Kum-gevşek	1-2	1-0,5
Kil-yarı sert	1-1,5	1,5-2,0
Kil-Katı plas.	0,5-1,0	1
Kil-Yumuşak Pl.	0,2-0,5	0,7-1,0
Balçık Turbo	0,2	0,20

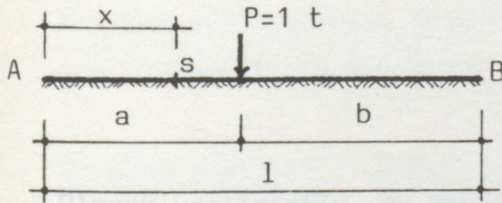
NOT: Bu tablo bir fikir vermek amacı ile derlenmiştir. Önemli temel, problemlerinde Ko ve Izem. nini değerleri yapılacak deneylerle tayin edilecektir.

$$E.I. \frac{d^2 y}{dx^2} = - K.Y$$

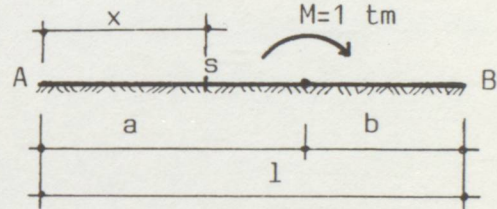
diferansiyel denklemi çözülürse ve integrasyon sabitleri y_0, θ_0, M_0, Q_0 başlangıç değerleri cinsinden belirlenip yerlerine konursa, elemanın herhangi bir noktasındaki çökme, dönme, eğilme momenti ve kesme kuvveti bağıntıları, klasik kiriş teorisi işaret kabulüne göre parametresine bağlı olarak bulunur. Burada;

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4.E.I}}$$

olarak tanımlanmıştır ve sistemin karakteristiği olarak bilinir. boyutsuz büyüklüğüne ise bağlı rijitlik denir.



A-Münferit kuvvet etkisi durumu



B-Münferit eğilme momenti dur.

Elastik zemine oturan AB sonlu kirişi

Elastik zemine oturan iki ucu serbest bir AB sonlu kirişinde, bu genel bağıntılardan hareketle elde edilen çökme, dönme, eğilme momenti ve kesme kuvveti tesir çizgileri bağıntıları, münferit kuvvet etkimesi durumunda;

$$y_x = -\frac{1}{4.E.I} \xi y_p$$

$$O_x = -\frac{1}{2.E.I} \xi_{ep} \quad \text{münferit kuvvet durumu}$$

$$M_x = 1. \xi \quad \text{mp}$$

$$y_x = -\frac{1}{2.E.I} \xi y_m$$

$$Q_x = -\frac{1}{2.E.I} \xi_{em} \quad \text{münferit eğilme momenti durumu}$$

$$M_x = - \xi \quad \text{mm}$$

Olarak verilmiştir. Bu bağıntılardaki

boyutsuz çarpanları trigonometrik ve hiperbolik fonksiyonların konbine, zonu olup, bunların değerleri parametrelerine bağlı olarak değişir. çarpanlarının değerleri bağıl rijitliğinin geniş bir bölgeyi kapsayan değişik değerleri ve x/L ve a/L parametrelerinin 0.0 1.0 aralığında 0.1 artmalar ile değişen değerleri için hesaplanmış ve her bağıl rijitliği için ayrı bir tablo biçiminde.

Bu tesir çizgileri tablolarından yararlanarak elastik zemine oturan sonlu kirişte herhangi bir noktadaki kesit zarları ve şekil değiştirmeler basit süperpozisyonlarla bulunabilir.

$\lambda.1 = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ bağı rijitlikleri ve X/L , a/L paramet-
relerine göre tablolar verilmiştir.

Hesaplarda üst yapı rijitliğinin nazara alınmadığı, üst yapıdan
temele etkiyen yüklerin düşey kabulü geçerlidir. Eğik yüklerin küçük
yatay bileşenlerinin temel zemin sürtünmesi ile karşılandığı kabul
edilir.

Elastik zemine oturan sonlu kirişlerde bağı rijitliğine göre.

A- KISA KİRİŞLER- ($\lambda.1 < \pi/4$)

Pratikte karşılaşılan problemlerde zemin çökmeleri küçük olduğun-
dan ihmal edilebilir. Bağı rijitliği $\lambda.1 < \pi/4$ olan kirişler rijit
olarak kabul edilir.

B- ORTA UZUNLUKTA KİRİŞLER ($\pi/4 \leq \lambda.1 \leq \pi$)

Kirişin bir ucuna etkiyen kuvvetin diğer ucuna tesiri ihmal edil-
meyecek mertebededir. Bağı rijitliği $\pi/4 \leq \lambda.1 \leq \pi$ olan kirişlerin has-
sas bir şekilde hesaplanması gerekir.

C- UZUN KİRİŞLER ($\lambda.1 > \pi$)

Sınır kuvvetlerinin karşılıklı etkileri ihmal edilebilir merte-
bededir. Bağı rijitliği $\lambda.1 > \pi$ olan kirişlerde bir uca etkiyen kuvvet-
lerin diğer uçtaki etkileri ihmal edilebilir.

Bu sınırlamalar kesin değildir. Pratik bakımdan çeşitli durum-
larda yaklaşık derecesini belirtmek ve bazı etkilerin nazara alınması-
nı sağlamak için faydalıdır.

$$\xi_{yP} = \frac{1}{(\lambda l)^3} \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda l \cosh \lambda a \cosh \lambda b - \sinh \lambda l \cosh \lambda a \cos \lambda b) \right. \\ \left. + (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda l (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \right\}$$

$$\xi_{\theta P} = \frac{1}{(\lambda l)^2} \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ \cosh \lambda x \cos \lambda x [\sinh \lambda l (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] - (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) \right. \\ \left. (\sinh \lambda l \cosh \lambda a \cosh \lambda b - \sinh \lambda l \cosh \lambda a \cos \lambda b) \right\}$$

$$\xi_{MP} = \frac{1}{2 \lambda l} \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ 2 \sinh \lambda x \sin \lambda x (\sinh \lambda l \cosh \lambda a \cosh \lambda b - \sinh \lambda l \cosh \lambda a \cos \lambda b) \right. \\ \left. + (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda l (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \right\}$$

$$\xi_{QP} = \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ (\cosh \lambda x \sinh \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) (\sinh \lambda l \cosh \lambda a \cosh \lambda b \right. \\ \left. - \sinh \lambda l \cosh \lambda a \cos \lambda b) + \sinh \lambda x \sin \lambda x [\sinh \lambda l (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \right\}$$

$$\xi_{yM} = \frac{1}{(\lambda l)^2} \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ \cosh \lambda x \cos \lambda x [\sinh \lambda l (\cosh \lambda b \sin \lambda a + \sinh \lambda b \cos \lambda a) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b + \cosh \lambda a \sin \lambda b)] - (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) \right. \\ \left. (\sinh \lambda l \cosh \lambda a \cosh \lambda b + \sinh \lambda l \cosh \lambda a \cos \lambda b) \right\}$$

$$\xi_{\theta M} = \frac{1}{\lambda l} \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda l \cosh \lambda b \cosh \lambda a + \sinh \lambda l \cosh \lambda b \cos \lambda a) \right. \\ \left. + (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda l (\cosh \lambda b \sin \lambda a + \sinh \lambda b \cos \lambda a) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b + \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \right\}$$

$$\xi_{MM} = \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ \sinh \lambda x \sin \lambda x [\sinh \lambda l (\cosh \lambda b \sin \lambda a + \sinh \lambda b \cos \lambda a) \right. \\ \left. + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b + \cosh \lambda a \sin \lambda b)] - (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) \right. \\ \left. (\sinh \lambda l \cosh \lambda b \cosh \lambda a + \sinh \lambda l \cosh \lambda b \cos \lambda a) \right\}$$

$$\xi_{QM} = \lambda l \frac{1}{\sinh^2 \lambda l - \sin^2 \lambda l} \left\{ (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda l (\cosh \lambda b \sin \lambda a \right. \\ \left. + \sinh \lambda b \cos \lambda a) + \sinh \lambda l (\sinh \lambda a \cos \lambda b + \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \right. \\ \left. - 2 \sinh \lambda x \sin \lambda x (\sinh \lambda l \cosh \lambda b \cosh \lambda a + \sinh \lambda l \cosh \lambda b \cos \lambda a) \right\}$$

- ÜÇ VEYA DAHA ÇOK KOLONLU ŞERİT TEMELLER-

Üç veya daha çok kolonlu sürekli temellerde, basit hesap metotlarında bile üst yapının rijit olup, olmadığını gözönüne almak gerekir. Çünkü zeminin deformasyon eğrisinden dolayı farklı oturmalar yapan üç kolon mesnedi bir doğru üzerinde bulunmaz ve bu nedenle temel ile birlikte üst yapıda deformasyona uğrar. Pratikte üst yapıya tam rijit alınarak, kolonların izafi olarak farklı oturma yapmalarına rijit üst yapı tarafından izin verilmediği varsayılır veya üst yapı tam fleksibl alınarak üst yapının temel kirişinin oturmalarına hiç bir direnç göstermeksizin aynen uyduğu varsayılır.

Sürekli alan temellerini taban gerilmesi yayılımı yönünde "Rijit Yapı sistemleri (Üst yapı + Temel)" ve "Fleksibl yapı sistemleri" olmak üzere iki ana grupta toplamak doğru olur. Bu durumda kolon yüklerinin bileşkesi temel ortasından geçer (Şekil-A).

RİJİT YAPI SİSTEMLERİNDEKİ (RİJİT) SÜREKLİ TEMELLER-

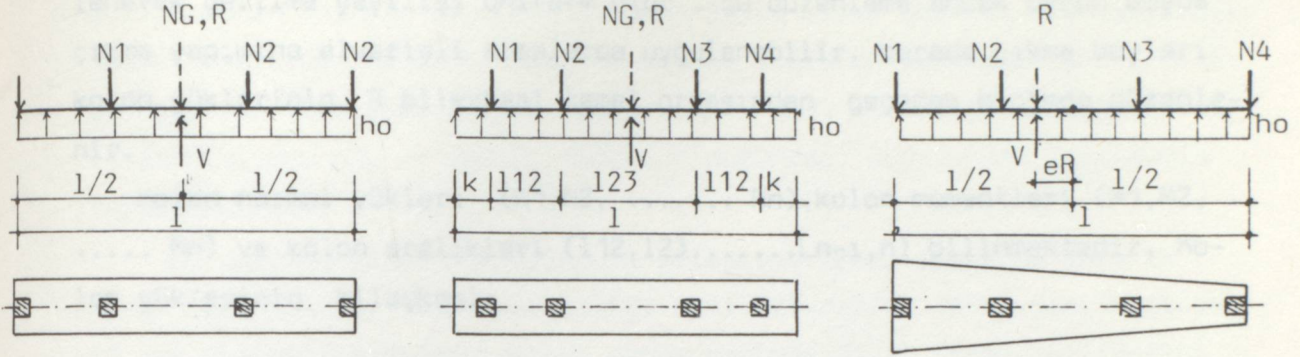
A- TABAN GERİLMESİ HESABI -

Rijit yapı sistemlerinde ya temelin kendisi rijittir veya rijit üst yapı tarafıdır rijitleştirilmiştir. Bu tür yapılar altında bulunan temellerde temel kirişi deformasyonu kolon yüklerinden bağımsız olduğu varsayılabilir. Böylece bu tür temeller taban gerilmesi ve oturmalar yönünden L uzunluğunda ve b genişliğinde bir tekil temel biçimde düşünülebilir. Bunun sonucu olarak taban gerilmesi doğrusal yayılımı varsayımına göre kolon yüklerinin bileşkesi temel ortasından etki ederse üniform, eksantrik olarak etki ederse yamuk biçiminde olur.

A-1- TABAN BASINCININ ÜNİFORM YAYILI YAPILABİLDİĞİ DURUMLARDA-

Basit hesap metotlarında taban gerilmesinin üniform yayılı alınabilmesi için, ya kolon yükleri temel ortasına göre simetrik olmalı, veya uygun boyda seçilmiş çıkmalarla taban basıncının V bileşkesi temel tabanının ağırlık merkezine düşürülmelidir. Hatta yeter boyda çıkma yapılmayan durumda temelin b genişliğini doğrusal değişken yaparak V bileşkesi ile tabanın NG ağırlık merkezinin üst üste düşürmek sureti ile de taban basıncı üniform yapılabilir. Burada taban genişliğinin,

V bileşkesinin ortadan ayrıldığı tarafa doğru arttırılması gerekir.



A- Simetrik yükleme B- Farklı Çıkma Boyu C- Yamuk Temel Pabucu

- Kolon yüklerinin temel ortasına göre simetrik olması özel durumunda, taban gerilmesi kendiliğinden üniform yayılı olur. Bu durumda kolon yüklerinin bileşkesi temel ortasından geçer (ŞEKİL=A)

Toplam Yük : $V = \sum N + NG = R + NG$ olduğuna göre, üniform yayılı taban gerilmesi;

$$\sigma_o = \frac{V}{b \cdot L} \quad \text{olur.}$$

Çıkma yapılmıyorsa, $LK_1 = C_1/2$ ve $LK_n = C_n/2$ olarak kenar kolonlara ait kesit uzunluklarının yarısı çıkma uzunluğu olarak gözönüne alınması gerekir. Çıkma yapılıyorsa, uzunlukları $LK = LK_1 = LK_n \leq L/2$ veya $L(n-1)$, $(n)/2$ olacak biçimde seçilir. Toplam temel uzunluğu;

$$L = \sum_{i=1}^n L_{i,i+1} + 2L_k \quad \text{olarak bulunabildiğine göre temelin } b \text{ genişliği}$$

$$b = \frac{\sum N}{1 \cdot (\sigma_{zem} - \sigma_g)}$$

olarak elde edilir.

Kolon yükleri simetrik değil ise uygun boyda seçilmiş çıkmalar düzenlenerek gerilme yayılımı Uniform olur . Bu düzenleme ancak uygun boyda çıkma yapımına elverişli arsalarda uygulanabilir. burada çıkma boyları kolon yüklerinin R bileşkesi temel ortasından geçecek biçimde düzenlenir.

Kolon normal yükleri ($N_1, N_2, \dots, N_n$), kolon momentleri ($M_1, M_2, \dots, M_n$) ve kolon aralıkları ($l_{12}, l_{23}, \dots, l_{n-1, n}$) bilinmektedir. Kolon yüklerinin bileşkesi;

$\Sigma V=0$ koşulundan

$$R = \sum_{i=1}^n N_i$$

olarak bulunur . R bileşkesinin etki yeri ; temele etki eden dış kuvvetlerin (N_i ve M_i kolon yükleri ile ters yönde R bileşkesinin) temel altına göre momentlerinin cebirsel toplamını sıfıra eşitleyerek ($M=0$ denge şartından) bulunur. Bu şekilde bulunan R bileşkesinin etki noktasının temel ortasından eR kadar eksantrik olduğuna göre , taban gerilmesini Uniform yapacak l_{k1} ve l_{kn} çıkma boyları arasında;

$$l_{k1} = l_{kn} + 2.eR$$

bağıntısı geçerlidir. Burada formül , R bileşkesinin temel ortasına göre l_{k1} çıkması tarafında olduğu varsayımına göre yazılmıştır. Şekil D' deki gibi. Bileşke l_{kn} tarafında ise , eR negatif alınarak aynı bağıntının geçerli olacağı aşıkardır.

l_{k1} ve l_{kn} çıkma boyları arasındaki bağıntı bulunduktan sonra , büyük yük olan çıkma boyu komşu açıklığının üçte birinden küçük olması öncelikle seçilir. Diğer çıkma boyu ise yukardaki bağıntı ile hesaplanır.

l_{k1} ve l_{kn} çıkma boyları belirlendikten sonra toplam temel uzunluğu

$$L = \sum_{i=1}^n l_{i, i+1} + l_{k1} + l_{kn}$$

olarak bulunur. Temelin b genişliği ise

$$b = \frac{N}{L \cdot (\bar{\sigma}_{zem} - \bar{\sigma}_g)}$$

olarak hesaplanabilir.

Temel tabanı genişliği uygun biçimde değişken yapılarak, Taban gerilmesinin üniform yapılması. Uygun boyda çıkma yapmaya elverişli olmayan arsalarda, temelin taban genişliği değişken yapılarak üniform taban basıncı elde etme yoluna başvurulur. Fakat bu tür temellerin, konstrüksiyonu güç ve yapımı pahalı olduğundan, uygulamada çoğunlukla tercih edilmez.

Bu durumda kolon yüklerinin R bileşkesi temel ortasına göre ER kadar eksantriktir. Temel genişliği sabit alınırsa, taban gerilmesinin ER yük eksantrikliğinden dolayı yamuk biçimde olur. Taban gerilmesini üniform yapmak amacı ile temel genişliği uygun biçimde doğrusal değişken yapılır. Temel uçlarındaki gerilmeler;

$$\sigma_1 = \frac{R}{b_{\max} \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{G \cdot e_R}{L}\right) + \sigma_g$$

$$\sigma_2 = \frac{R}{b_{\min} \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{G \cdot e_R}{L}\right) + \sigma_g$$

$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \sigma_{\text{zem}}$ alınır, taban basıncı dağılımını üniform yapan $b_{\max}$ ve $b_{\min}$ tabanı genişlikleri bulunur;

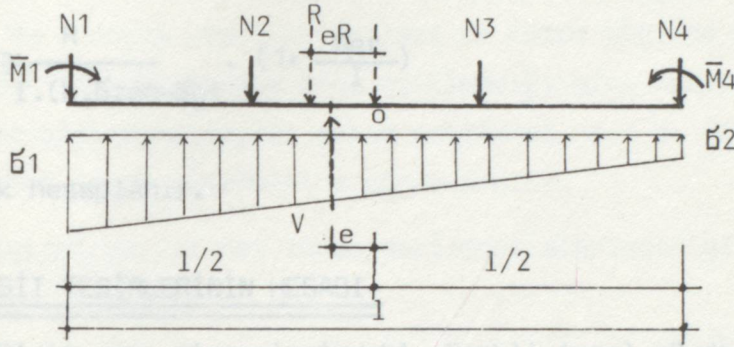
$$b_{\max} = \frac{R}{1 \cdot (\sigma_{\text{zem}} - \sigma_g)} \cdot \left(1 + \frac{G \cdot e_R}{L}\right)$$

$$b_{\min} = \frac{R}{1 \cdot (\sigma_{\text{zem}} - \sigma_g)} \cdot \left(1 - \frac{G \cdot e_R}{L}\right)$$

olarak hesaplanır.

- TABAN BASINCININ ÜNİFORM YAPILMADIĞI DURUMLAR-

Bu durumda taban basıncının V bileşkesi e kadar eksantriktir. Temel taban genişliği genellikle sabit seçildiğinden, taban gerilmesi yamuk biçimde olur. $\bar{\sigma}_1$ ve $\bar{\sigma}_2$ uç taban basınçlarının hesabı, b genişliğinde ve L uzunluğunda bir tekil temelinkinden farklı değildir.



Taban Basıncı Uç Değerleri :

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{V}{b \cdot l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{V}{b \cdot l} \left(1 - \frac{6e}{l} \right)$$

Bu durumda R bileşkesi temel tabanının artosına göre eR kadar eksantriktir. Toplam temel boyu,

$$L = L_{k1} + L_{kn} + \sum l_{i,i+1} \text{ olarak bulunur.}$$

Kolon düşey yükleri ve momentleri bilindiğine göre, R bileşkesinin eR eksantrikli hesaplanabilir.

Sürekli temellerde kolon yüklerinin eksantrikliği genellikle küçük olduğundan, temel tasarımı $\bar{\sigma}_0$ ortalama taban gerilmesi $\bar{\sigma}_{zem}$ taban gerilmesine eşitlenerek yapılır.

$$b = \frac{R}{I \cdot (\bar{\sigma}_{zem} - \bar{\sigma}_g)}$$

Fakat bu durumda bileşkenin eksantrik olmasından dolayı oluşan ϵ_1 en büyük kenar gerilmesinin ($K \cdot \epsilon_{zem}$) değerinden küçük olması gerekir. K katsayısı eR/b ye bağlı olarak,

$$K = L1/\epsilon_{oem} = \left(1 + \frac{G_{er}}{b}\right) \cdot \left(1 - \frac{2eR}{b}\right) = K$$

$$b \geq \frac{R}{I \cdot (K \cdot \epsilon_{zem} - \epsilon_g)} \cdot \left(1 + \frac{G_{er}}{I}\right)$$

olarak hesaplanır.

B- KESİT TESİRLERİNİN HESABI-

Rijit yapı sistemlerindeki sürekli temel gövdesinin zorlanmasını; enine doğrultuda temel pabucunun zorlanması ve boyuna doğrultuda sürekli temel kirişinin zorlanması olmak üzere iki bölümde incelenecektir.

B-1- TEMEL PABUCUNUN HESABI

Temel pabucu, uzunluğu şerit temelin b genişliği ve genişliğide 1 m. alınarak aynen tekil temel gibi hesaplanır. Kesit tesirleri hesabında $\epsilon' = (\epsilon - \epsilon_g)$ net taban basıncı alınacağı hatırlanmalıdır. Hesaplar da kolaylık sağlamak amacı ile üstten etki eden yatay ve düşey yükler birim (1 m) genişliğe üniform yayılmış çizgisel yükler (P_v) (P_H) olarak, momentler ise yine birim genişliğe üniform yayılı moment olarak alınır.

Buna göre çizgisel yayılı taban gerilmesi $\rho = b \cdot (\epsilon_{zem} - \epsilon_g)$ olarak ton/m biriminde elde edilir.

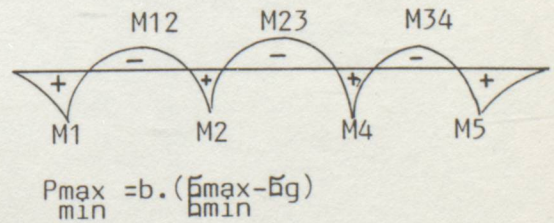
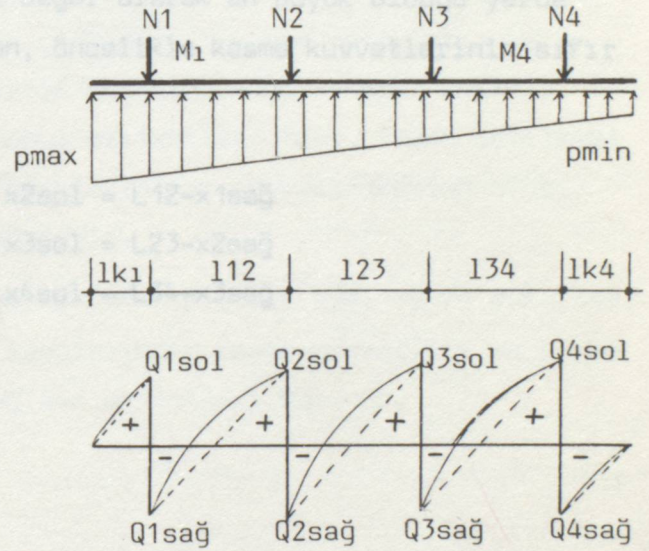
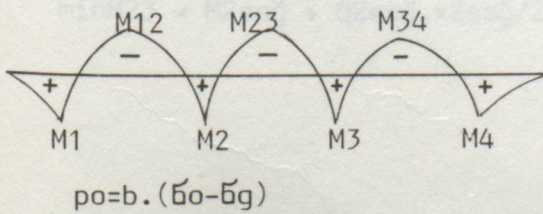
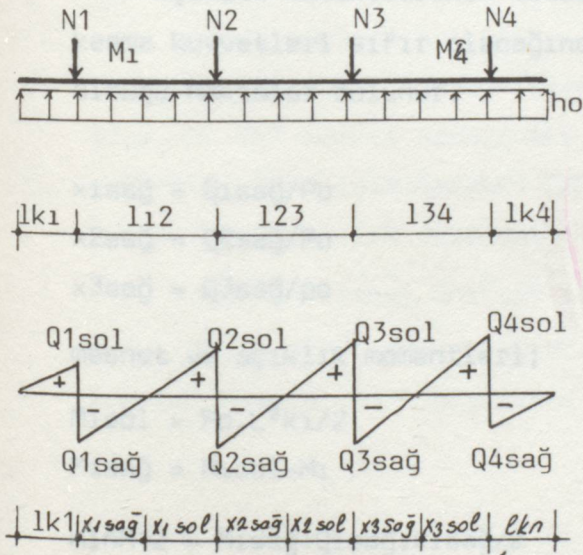
Temele yalnız üstte düşey yükler etki ediyorsa, temel pabucu simetrik düzenlenir. Temele düşey yüklerden başka enine doğrultuda yatay kuvvet ve momentlerde etkiyorsa, pabuç e eksantrikliği kadar eksantrik düzenlenerek taban basıncı üniform olması sağlanır. Gerilme yayılışı nasıl olursa olsun, temel pabucunun zorlanması tekil temellerde verilen ilkelere göre bulunması gerekir.

- RİJİT SÜREKLİ TEMELİN KİRİŞİNİN ZORLANMASI -

Temel oranla fleksibl sayılabilecek bir üst yapı altında bulunan sürekli temel kirişinin kendisi rijit olduğuna göre, temel gövdesini zorlayan kesit kuvvetleri üstten etki eden kolon yükleri (düşey yük ile moment) ile alttan etki eden net taban basıncı altındaki izostatik kirişin dengesinden bulunur.

Bu durumda kesit kuvvetleri en kolay biçimde şöyle hesaplanır.

- Temel tabanında daha önce açıklandığı gibi hesaplanan üniform veya trapez biçimdeki yayılı taban gerilmesi $p = b \cdot (\bar{b}_z - \bar{b}_g)$ çizgisel yayılı net taban gerilmesine dönüştürülür.
- Çizgisel yayılı net taban gerilmesi alanından gidilerek kesme kuvvetleri bulunur.



Üniform taban gerilmesi için;
Kesme Kuvvetleri;

$$Q_{1sol} = P_o.Lk_1$$

$$Q_{1sağ} = Q_{1sol} - N_1$$

$$Q_{2sol} = Q_{1sağ} + P_o.L_{12}$$

$$Q_{2sağ} = Q_3 - N_3$$

$$Q_{3sol} = Q_{2sağ} + P_o.L_{23}$$

$$Q_{3sağ} = Q_{3sol} - M_3$$

$$Q_{4sol} = Q_{3sağ} + P_o.L_{34}$$

$$Q_{4sağ} = Q_{4sol} - N_4$$

Kesme kuvvetlerinin hesabının doğruluğu $Q_{4sağ} = Q_{4sol} - N_2 = -P_o.L_{k4}$ eşitliği ile kontrol edilir. Bu eşitlik $\sum Y = 0$ denge denkleminin sağlandığını gösterir.

Eğilme Momentleri;

Temel kirişini zorlayan eğilme momentleri kesme kuvvetleri alanından gidilerek aşağıdaki biçimde bulunur.

Açıklık momentlerinin mutlak değer olarak en büyük olduğu yerde kesme kuvvetleri sıfır olacağından, öncelikle kesme kuvvetlerinin sıfır olduğu noktalar bulunur.

$$x_{1sağ} = Q_{1sağ}/P_o$$

$$x_{2sol} = L_{12} - x_{1sağ}$$

$$x_{2sağ} = Q_{2sağ}/P_o$$

$$x_{3sol} = L_{23} - x_{2sağ}$$

$$x_{3sağ} = Q_{3sağ}/p_o$$

$$x_{4sol} = L_{34} - x_{3sağ}$$

mesnet ve açıklık momentleri;

$$M_{1sol} = P_o.L^2k_1/2$$

$$M_{1sağ} = M_{1sol} - M_1$$

$$minM_{12} = M_{1sağ} + Q_{1sağ}.x_{1sağ}/2$$

$$M_2 = minM_{12} + Q_{sol}.x_{sol}/2 = M_{2sağ}$$

$$minM_{23} = M_{2sağ} + Q_{2sağ}.x_{2sağ}/2$$

$$M3 = \min M23 + Q_{sol} \cdot x_{3sol}/2 = M3_{sağ}$$

$$M4_{sağ} = P_0 \cdot \xi_{k4}/2$$

$$M4_{sol} = M4_{sağ} - m_4$$

$$\min m_{34} = M4_{sol} - Q_{4sol} \cdot x_{4sol}/2$$

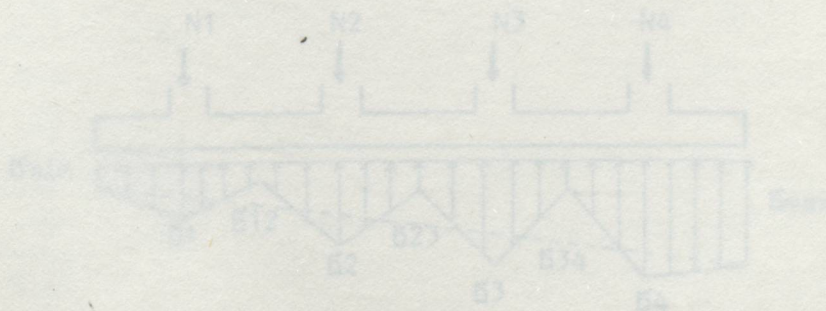
$$M3 = \min M34 - Q_{3sağ} \cdot x_{3sağ}/2$$

KONTROL-

$$M3_{\min} = \min M23 + Q_{3sol}/2 \cong \min M34 - Q_{3sağ} \cdot x_{3sağ}/2$$

Yukardaki formüllerde de görüldüğü gibi, eğilme momentleri bulunurken hesap hatalarının üst üste yalımmalarını önlemek amacı ile, giriş nesnet momentlerinin yaklaşık yarıya kadar olan bölümü (örneğin, M1 ve M2 momentleri) sol baştan gidilerek, öteki bölümü ise (M3 ve M4 momentleri) sağ baştan gidilerek bulunması yararlıdır. En sonunda orta mesnet momenti her iki uçtan gidilerek iki kez hesaplanır ve bu iki momentin eşitliğinden işlemlerin doğruluğundan kontrol edilmiş olur. Bu iki moment arasındaki kabul edilebilir fark, taban gerilmesi değerindeki ve işlemlerdeki yaklaşıklıklerden kaynaklanmaktan olup, hesabın sağlamlılık derecesini gösterir.

Taban gerilmesi üniform olmayıp yamuk biçimde ise, aynen yukarıda anlatıldığı gibi, taban basıncı alanlarından kesme kuvvetleri ve kesme kuvveti alanlarından gidilerek eğilme momentleri bulunur.



A- GERİLME YAMUK MESNET-

ESNEK YAPI SİSTEMLERİ (ELASTİK) SÜREKLİ TEMELLER-

"Esnek yapı sistemleri" sözü ile fleksibl üst yapılar altında bulunan bükülebilir (esnek=elastik) temeller amaçlanmıştır. Uygulamada normal betonarme karkas binalar altındaki kolon aralıkları büyük olan oldukça uzun temel kirişleri ile ince temel plağı şeritlerinin bu gruba girer.

İdeal bir esnek yapı sisteminde üstten ekti eden kolon yükleri zemindeki karşı gerilmelere eşittir. Yapı sisteminin sehimleri zeminde oluşan oturmalara aynen uyar. Kuşkusuz pratikte bu ideal durumla hiç bir vakit karşılaşılmaz. Bununla birlikte yapı sisteminde bu konuda düzeltici önlemler alınabilir.

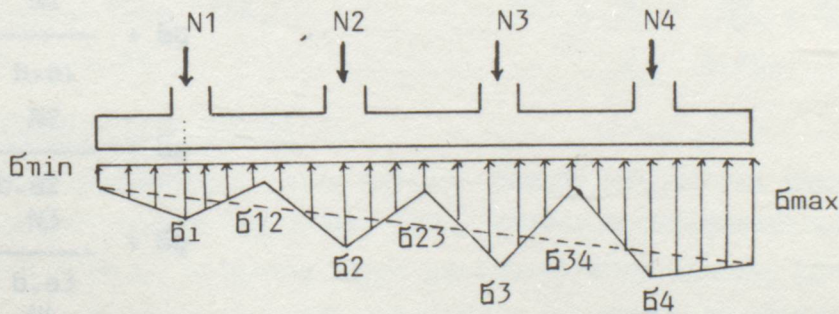
A- TABAN GERİLMESİNİN HESABI -

Esnek yapı sistemlerinin temelleri altındaki taban basıncının basit hesap metotlarına göre hesabı iki ana varsayıma dayanır.

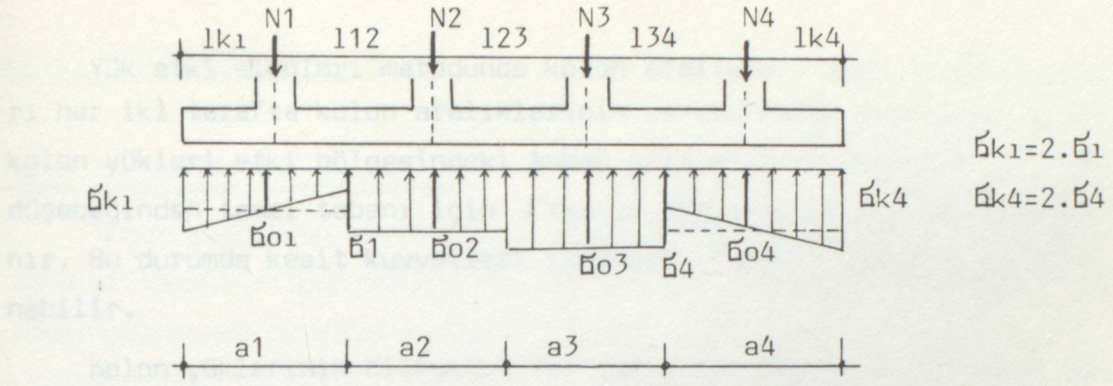
A-1- TABAN BASINCININ TÜM TEMEL UZUNLUĞU BOYUNCA DOĞRUSAL SINIRLI

ALINMASI (GERİLME YAMUĞU METODU)

Bu tür taban basıncı dağılımı daha çok fleksibl üst yapılar altındaki oldukça rijit temeller için uygundur. Rijit sürekli temellerde yamuk biçimdeki taban gerilmesinin $\Sigma Y=0$ ve $\Sigma M=0$ denge koşulları sağlanmak koşulu ile açıklık ortalarında azaltılıp, kolon altlarında arttırılacak biçimde lineer öndüleli (kırık çizgili) olarak düzeltilmesi gerçeğe daha yakın sonuçlar verir. Aşağıdaki (şekil:A'da) şekilde görüldüğü gibi taban gerilmesinin bu şekilde düzeltilmesi temel kirişinin boyutlandırılması için geçerli kesit kuvvetlerinde azalmaya neden olur.



A- GERİLME YAMUĞU METODU-



B- YÜK ETKİ BÖLGELERİ METODU-

A-2- TABAN BASINCININ TEKİL YÜK ETKİ BÖLGELERİ BOYUNCA

DOĞRUSAL YAYILI ALINMASI- (YÜK ETKİ ALANLARI METODU)

Bu tür taban gerilmesi dağılımı fleksibl üst yapılar altındaki elastik için oldukça iyi sonuçlar vermektedir. Metodun ana ilkesi, her kolonun yükünü kendi etki bölgesine üniform olarak yaydığı varsayımına dayanmaktadır. Kolon etki bölgelerinin her yönde açıklık ortalarına kadar uzandığı düşünülür.

Yük etki bölgesi uzunlukları

$$a_1 = l_{k1} + l_{12}/2$$

$$a_2 = (l_{12} + l_{23})/2$$

$$a_3 = (l_{23} + l_{34})/2$$

$$a_4 = (l_{34}/2 + l_{k4})/2$$

Yük etki bölgesine üniform yayılı taban basınçları:

$$b_{o1} = \frac{N_1}{b \cdot a_1} + b_g$$

$$b_{o2} = \frac{N_2}{b \cdot a_2} + b_g$$

$$b_{o3} = \frac{N_3}{b \cdot a_3} + b_g$$

$$b_{o4} = \frac{N_4}{b \cdot a_4} + b_g$$

Yük etki alanları metodunda kolon aralıkları eşit ve çıkma boyları her iki tarafta kolon aralıklarının yarısı kadar seçilirse, tekil kolon yükleri etki bölgesindeki taban gerilmesi bileşkeleri üst üste düşeceğinden temel tabanı için $\Sigma Y=0$ ve $\Sigma M=0$ denge denklemleri sağlanır. Bu durumda kesit kuvvetleri izostatik kirişin dengesinden bulunabilir.

Kolon yüklerinin bileşkesi ile taban gerilmesinin bileşkesi üst üste düşmeyen genel durumu temel kirişlerinde, kesit kuvvetlerinin izostatik kirişin dengesinden bulunması doğru olmaz. Bu durumda kesit kuvvetlerinin bazıları yarı ampirik formüllerden hesaplanabilir. Bununla birlikte böyle durumlarda, taban gerilmesinde $\Sigma M=0$ koşulu sağlanacak biçimde bir dengeleme yapılarak, kesit kuvvetlerinin bulunmasında izostatik kiriş yönteminden yararlanılabilir. (Dengelenmiş etki alanları metodu)

Gerçekte deforme olabilir zemine oturan bir temel sisteminin belirli bir rijitliğe sahip olmasından dolayı, kenar bölgelerde taban gerilmesi yığılmaları ortaya çıkar. Kenar bölgelerdeki taban gerilmesi yığılımlarının gerçeğe uygun biçimde gözönüne alınabilmesi amacı ile "Geliştirilmiş etki alanları metodu" ortaya atılmıştır. Buna göre sürekli temellerin her iki ucundaki (kenar bölgelerde) etki alanında, genel olarak dıştaki değeri içtekinin iki katı olan hesapsal bir taban basıncı önerilmektedir.

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_1}{b \cdot a_1} + \bar{\sigma}_g$$

$$\bar{\sigma}_{k1} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N_1}{b \cdot a_1} + \bar{\sigma}_g$$

$$\bar{\sigma}_4 = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_4}{b \cdot a_4} + \bar{\sigma}_g$$

$$\bar{\sigma}_{k4} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N_4}{b \cdot a_4} + \bar{\sigma}_g$$

TEMEL BOYUTLARININ HESABI

Taban gerilmeleri ister gerilme yamağı metodu ile istenirse yük etki alanları metodu bulunsun, temel tabanı boyutlarının saptanmasında $\bar{\sigma}_0 = \Sigma N / (b \cdot L)$ ortalama taban gerilmesi esas alınır. Çünkü sürekli temellerde yük eksantrikliği genellikle çok küçük olduğundan, oturma ve zemin kırılması için geçerli taban gerilmesi L_0 ortalama taban gerilmesidir.

$$b = \Sigma N / L \cdot (\bar{\sigma}_{zem} - \bar{\sigma}_g)$$

KESİT TESİRLERİNİN HESABI-

I-TEMEL PABUCUNUN KESİT HESABI-

Temel pabucunun zorlanması konusunda rijit yapı sistemlerindeki sürekli temeller için belirtilen tüm görüşler kurada aynen geçerlidir. Temel pabucunun projelendirilmesi ve kesit kuvvetlerinin hesabı aynı ilkelere göre yapılır.

II-TEMEL KİRİŞİNİN KESİT HESABI-

Fleksibl yapıları altındaki esnek temel kirişlerinde temel kirişini zorlayan kesit kuvvetlerinin basit hesap metotları ile hesabı için genellikle iki yöntem kullanılır.

- 1- İzostatik kiriş yöntemi
- 2- Ampirik mesnet momentleri yöntemidir.

II-A- İZOSTATİK KİRİŞ YÖNTEMİ:

Bu yöntem temel kirişi altındaki taban gerilmesinin $\sum Y=0$ ve $\sum M=0$ denge koşulları sağlanacak biçimde seçilmesi durumunda geçerlidir. Üst Yüklere bileşkesi ile taban gerilmesi bileşkesinin üst üste düşmesi durumu)

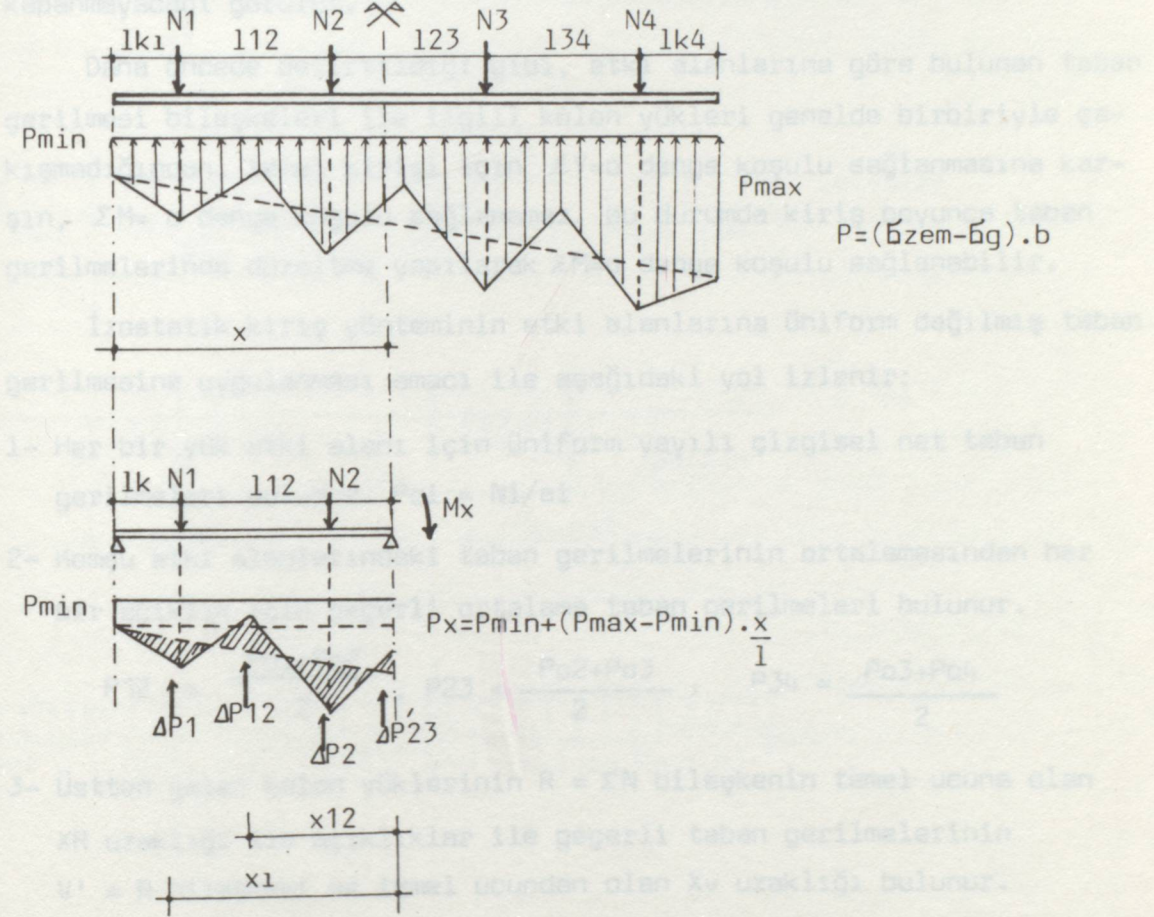
Bu durumda kesit kuvvetleri daha önce belirtildiği gibi, kesim metodu ile izostatik kirişin dengesinden bulunur. Pratikte bu yöntem aşağıdaki biçimde uygulanmasına alışılmıştır. Taban gerilmesi

$P = b \cdot (\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_g)$ olmak üzere çizgisel yayılı net taban gerilmesi kirişin kesme kuvvetleri, kesme kuvvetleri diyagramı alanlarından da gidilerek eğilme momentleri hesaplanır.

Bu metotla bulunan eğilme momentleri, temel kirişi uçlarına çıkma yapılmaması durumunda, genellikle gerçek durumdan daha farklı olarak elde edilir. Bu durumda temel kirişini zorlayan eğilme momenti tümü ile negatif bölgeye (üstte çekme yapan moment bölgesinde) kayma eğilimi göster;

Eğilme momentlerinde bu gerçek farklılığın bir ölçüde giderilmesi amacı ile, açıklık momentlerinin üçte birinden geçen bir kapama çizgisi ile moment düzeltilmesi önerilebilir.

Örnek olarak aşağıdaki şekil 8 deki temel kirişinin herhangi bir (x-x) kesitlerindeki moment ve kesme kuvvetleri izostatik kiriş ilkesi-ne göre aşağıdaki biçimde yazılabilir.



$$M_x = -N_1 \cdot (x - l_1) - N_2 \cdot (x - (l_1 + l_2)) + P_{min} \cdot \frac{x^2}{3} + P_x \cdot \frac{x^2}{6} + P_1 \cdot x_1 + \Delta P_2 \cdot x_2 - (\Delta P_{12} \cdot x_{12} + \Delta P_{23} \cdot x_{23})$$

$$V_x = (P_{min} + P_x) \cdot \frac{x}{2} - N_1 - N_2 + \Delta P_1 + \Delta P_2 - (\Delta P_{12} + \Delta P_{23})$$

Formüllerde, birinci satırdaki ifadeler üç değerleri P_{min} ve P_x olan yamuk taban gerilmesi için gerekli kesit kuvvetlerini, ikinci satırdaki ifadeler ise ΔP_i taban gerilmesi düzeltmelerinden oluşan ek kesit kuvvetlerini göstermektedir.

ΔP_i gerilme farkları taralı gerilme alanlarından bulunur. x_1 etki uzunlukları bu alanların ağırlık noktalarının (x-x) kesitine olan uzaklıklarıdır.

Eğer izostatik kiriş yöntemi etki alanlarına göre hesaplanan taban gerilmelerine uygulanmak istenirse, temel kirişinde $\Sigma M=0$ denge koşulunun yerine getirilmesi gerekir. Ters durumda moment diyagramının kapanmayacağı görülür.

Daha öncede belirtildiği gibi, etki alanlarına göre bulunan taban gerilmesi bileşkeleri ile ilgili kolon yükleri genelde birbiriyle çakışmadığından, temel kirişi için $\Sigma Y=0$ denge koşulu sağlanmasına karşın, $\Sigma M=0$ denge koşulu sağlanamaz. bu durumda kiriş boyunca taban gerilmelerinde düzeltme yapılarak $\Sigma M=0$ denge koşulu sağlanabilir.

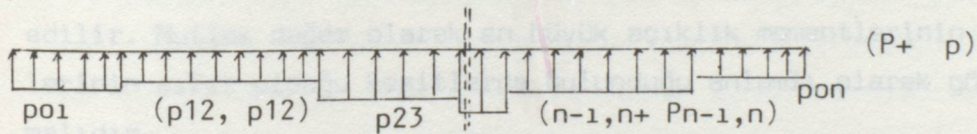
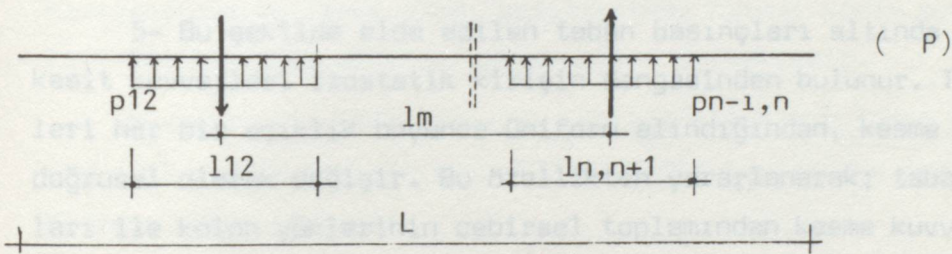
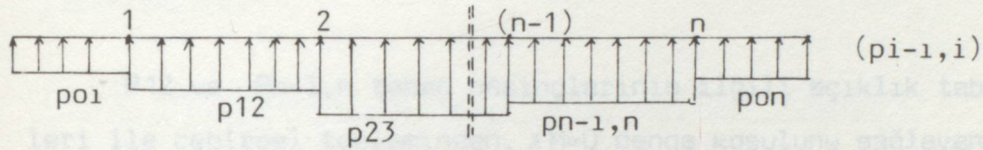
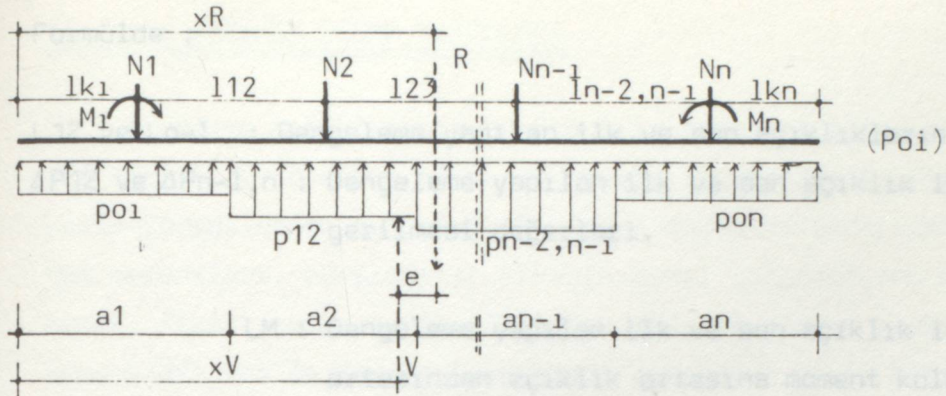
İzostatik kiriş yönteminin etki alanlarına üniform dağılmış taban gerilmesine uygulanması amacı ile aşağıdaki yol izlenir:

- 1- Her bir yük etki alanı için üniform yayılı çizgisel net taban gerilmeleri bulunur. $P_{oi} = N_i/a_i$
- 2- Komşu etki alanlarındaki taban gerilmelerinin ortalamasından her bir açıklık için geçerli ortalama taban gerilmeleri bulunur.

$$P_{12} = \frac{P_{o1}+P_{o2}}{2}, \quad P_{23} = \frac{P_{o2}+P_{o3}}{2}, \quad P_{34} = \frac{P_{o3}+P_{o4}}{2}$$

- 3- Üstten gelen kolon yüklerinin $R = \Sigma N$ bileşkenin temel ucuna olan X_R uzaklığı ile açıklıklar ile geçerli taban gerilmelerinin $V' = R$ bileşkesi ve temel ucundan olan X_v uzaklığı bulunur. Bu iki bileşke kuvvet arasındaki (X_R-X_v) uzaklığından dolayı temel kirişi $\Delta M = R.(X_R-X_v)$ momenti etkisinde kalır. Temel kirişine kolon yüklerinden başka M_k kolon momenti de etkiyorsa, $\Delta M = R.(X_R-X_v) + M_k$ olarak bulunması gerekir.

- 4- Bu ΔM momentini dengeleyecek biçimde taban gerilmelerinde düzeltme yapılırsa, $\Delta M=0$ denge koşulu sağlanmış olur. Bu amaçla yalnız ve sonuncu açıklıklardaki taban basınçlarının düzeltilmesi ile yetinilir.



$$\sum Y = 0 ; L_{12} \cdot \Delta P_{12} + L_{n+1,n} \cdot \Delta P_{n+1,n} = 0$$

$$\sum M = 0 ; \Delta M = (X_R - X_V) \cdot R + \sum M_k + L_{12} \cdot \Delta P_{12} \cdot L_M = 0$$

Bu iki denklemden ΔP_{12} ve $\Delta P_{n-1,n}$ bilinmeyenleri bulunursa;

$$\Delta P_{12} = - \frac{R \cdot (X_R - X_V) + \sum M}{L_{12} \cdot L_M}$$

$$\Delta P_{n-1,n} = - \frac{L_{12}}{L_{n-1,n}} \cdot \Delta P_{12}$$

Formülde ; KIRIŞIN HESAP METODLARI

L_{12} ve L_{n-1} : Dengeleme yapılan ilk ve son açıklıkların uzunluğu-

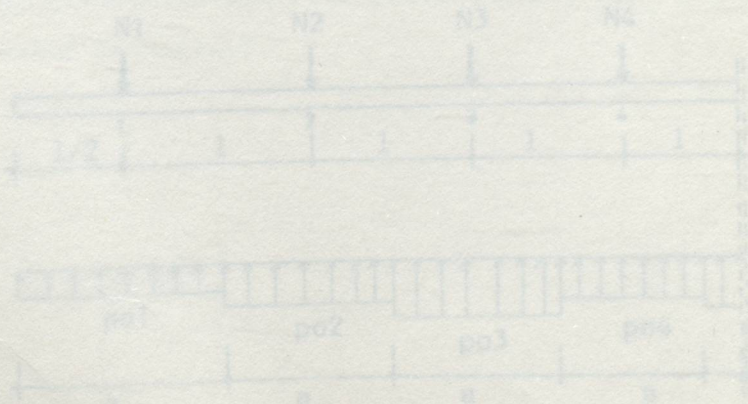
ΔP_{12} ve $\Delta P_{n-1,n}$: Dengeleme yapılan ilk ve son açıklık için ek taban gerilmesi değerleri.

LM : Dengeleme yapılan ilk ve son açıklık için açıklık ortasından açıklık ortasına moment kolonu tanımlanmaktadır.

P_{12} ve $P_{n-1,n}$ taban basınçlarının ilgili açıklık taban gerilmeleri ile cebirsel toplamından, $\Sigma M=0$ denge koşulunu sağlayan taban gerilmesi elde edilmiş olur.

5- Bu şekilde elde edilen taban basınçları altında temel kirişin kesit kuvvetleri izostatik kirişin dengesinde bulunur. Taban gerilmeleri her bir açıklık boyunca üniform alındığından, kesme kuvvetleri doğrusal olarak değişir. Bu özellikten yararlanarak; taban gerilmeleri ile kolon yüklerinin cebirsel toplamından kesme kuvvetleri ve kesme kuvvetleri alanlarının cebirsel toplamından eğilme momentleri elde edilir. Mutlak değer olarak en büyük açıklık momentlerinin kesme kuvvetlerinin sıfır olduğu kesitlerde bulunduğu anlamlı olarak gözönüne alınmalıdır.

$$\begin{aligned} M_1 &= N_1 \cdot a/2 \\ M_2 &= N_2 \cdot a/2 \\ M_3 &= N_3 \cdot a/2 \\ M_4 &= N_4 \cdot a/2 \end{aligned}$$



II- YARI AMPİRİK HESAP METODLARI

Bu hesap metodlarında bükülebilir temel kirişin beklenen deformasyon biçimi de gözönüne alınarak, kesit kuvvetlerinin bir bölümünün ampirik formüllerden bulunması ilkesine dayanır. Genellikle kirişin mesnet momentleri, bükülebilir kirişin genel deformasyonu da gözönüne alınarak, fiktif taban gerilmelerinden ampirik olarak hesaplanır. Açıklık momentleri ise bu mesnet momentleri altındaki basit kirişin dengesinden bulunur. Kesme kuvvetlerinin bulunmasından $\Sigma Y = 0$ denge denkleminde yararlanılır.

1- YÜK ETKİ ALANLARI METODU - (FUCHSSTEİNER METODU) :

Bu metod fleksibl üst yapılar altında bulunan bükülebilir temel kirişlerinde ve temel plağı şeritlerinde normal zemin ve temel rijitliği koşullarında oldukça iyi sonuçlar vermektedir.

Bu metod ilk defa fleksibl yapılar altında bulunan oldukça fleksibl plak şeritleri için FUCHSSTEİNER tarafından ortaya atılmıştır. Metodun esası şöyledir.

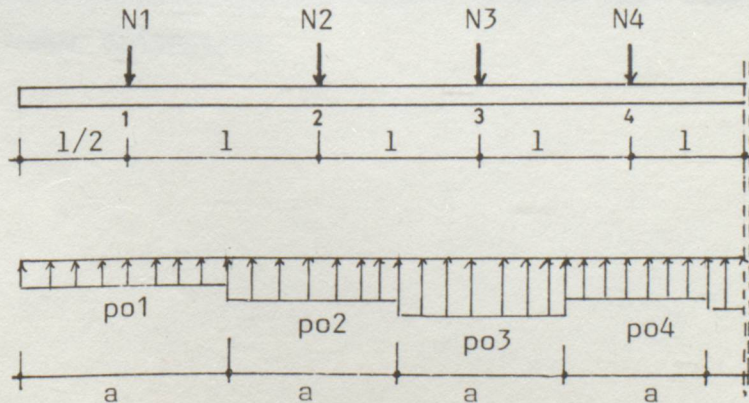
Tüm uzunluğu için bükülebilir olarak kabul edilen bir temel plağı tekil bölümler olarak ele alındığında bükülebilir olduğu söylenemez. Plak şeridi açıklık ortalarından mafsallı alınır ve elde edilen tekil temel parçalarına rijit gözü ile bakılırsa, kolon yükleri bu tekil temel parçaları altında üniform dağıtılır. Buna göre plak şeridi birbirine açıklık ortasından mafsallı olarak bağlı, kolon sayısı kadar fiktif tekil temelden oluşmuş bir sistem durumuna gelir. Bu varsayım sonucu ortaya çıkan hata sistemin dengesine değil, deformasyon durumuna etki eder.

$$M1 = N1.a/8$$

$$M2 = N2.a/8$$

$$M3 = N3.a/8$$

$$M4 = N4.a/8$$

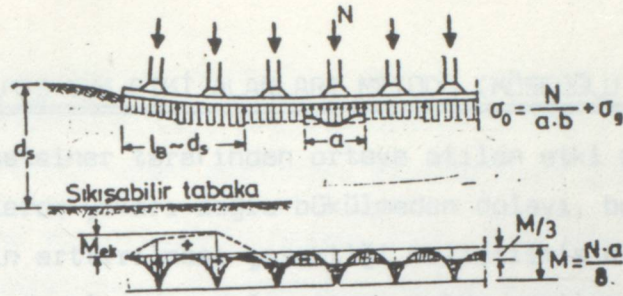


Kolon aralıkları eşit alınır ve kolonun yük etki alanının açıklık ortalarına kadar uzandığı varsayılırsa, kolon yükleri ile tekil temel parçaları altındaki taban gerilmesi bileşkeleri birbiriyle çakışır. Bu durumda tekil temel parçaları için eğilme momentleri yukardaki şekilde görüldüğü gibi,

$M_i = N_i \cdot a/8$ olarak bulunur.

Plak şeridi bu momente göre boyutlandırılırsa sistemin taşıma gücü kontrol edilmiş olur. Fakat burada deformasyonlar kolaylıkla uyum sağlamazlar. Çünkü bu durumda plağın tüm boyunca altta çekme etkisinde bulunması ve her yerde yukarı doğru iç bükey bir biçimde bükülmesi gerekir. Bu olayın uzun bir plak şeridinde gerçeğe aykırı olacağı açıktır. Gerçekte, kolon yükleri açıklıkları yaklaşık olarak ortaya çıkar. Buna göre plak şeridinin orta bölümde hiç bükülmediği ve uç bölümlerde yukarı doğru içbükey büküldüğü söylenebilir.

FUNCHSSTEİNER uçlarda bükülmeye uğrayan kesimlekin uzunluğunun yaklaşık sıkışabilen zemin tabakası kadar olduğunu savunmaktadır. Sıkışabilen zemin uzunluğu pratikte b şerit genişliğinin iki katı olarak alınması daha uygundur. Çünkü zemin deformasyonunda şerit genişliğinin iki katı kalınlıktaki zemin tabakaları etkilenir. Plağın bükülmeyen orta bölümünde deformasyon uyumluluğunu sağlamak amacı ile, tekil temel parçaları varsayımına göre bulunan momentlerin $1/3$ 'ü açıklık momenti $2/3$ 'ü ise mesnet momenti olacak biçimde bir kapama çizgisi çizilmesi gerekir. Böylece mesnet momentleri $N \cdot a/12$ ve açıklık momentleri $N \cdot a/24$ olarak elde edilir. Bununla plak şeridinin ortalama momenti ve ortalama bükülmesi ise ya tekil temel varsayımından bulunan momentler esas alınır veya FUCHSSTEİNER önerildiği şekilde mesnet momentleri zemin ve plak şeridi karakteristiklerine bağlı ampirik bir formülden bulunan ek moment kadar arttırılır.



$$M_{i,ek} = \left(1 + \frac{0,32 d_s}{a \cdot h}\right) \cdot \frac{N_i \cdot a^2 \cdot h^2}{38 b \cdot a_i}; \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{E \cdot d_s}{E_s \cdot h}}$$

Burada, E : Betonarme plak şeridinin elastisite modülü,

E_s : Zemin rijitlik modülü

d_s : Sıkışabilen tabaka kalınlığı

h : Temel plağı kalınlığı göstermektedir.

Buna göre temel plağı uçundaki bozukluğun toplam uzunluğu FUCHSSTEİNER tarafından oranına bağlı olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmiştir.

$$LB = 2.25.L.h$$

FUCHSSTEİNER ayrıca tekil plak parçalarının rijit varsayımına dayanan bu metodunda, plak parçalarının bükülebilir olmasının sonuca önemli bir etkisi olmadığını ispat etmiştir.

GELİŞTİRİLMİŞ YÜK ETKİ ALANLARI METODU (KÜSEOĞLU METODU)

Fuchssteiner tarafından ortaya atılan etki alanları metodunda kenar bölgelerde yukarı doğru bükülmeden dolayı, bu bölgelerde mesnet momentlerinin arttırılması gerektiği belirtilmiş olmasına karşın, kenar bölgelerde temel ucuna doğru temel taban gerilmesinin artması gerektiğinde hiç söz edilmemiştir. Oysa sıkışarak deforme olabilen bir zemin üzerine oturup plak şeridinde bu kenar bozukluğu ancak içten dışa doğru değeri artan bir taban gerilmesi dağılımı ile açıklanabilir. Ayrıca etki alanları metodunda kolon aralıklarının eşit olması veya çıkma boylarının uygun seçilmemesi nedeni ile etki bölgesi uzunluklarının farklı olması durumunda, metodun nasıl uygulanacağı konusuna bir çözüm getirmiştir.

Etki alanları metodundaki bu eksiklikleri gidermek ve daha sağlıklı sonuçlara ulaşmak amacı ile Küseoğlu tarafından önerilen ve ismine "geliştirilmiş yük etki alanı metodu" denen bu metodun genel ilkeleri şöyledir.

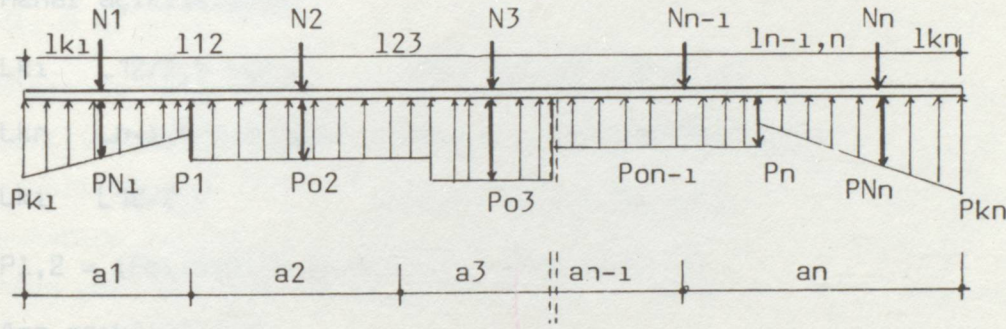
- 1- Kolon aralıkları eşit olsun veya olmasın, yük etki alanlarının kenar kolonlarda konsol ucundan kenar açıklık ortasına, ara kolonlarda ise açıklık ortasından açıklık ortasına kadar uzandığı varsayılır.
- 2- Yük etki alanlarından oluşan tekil temel parçalarına rijit gözü ile bakılarak, her kolon yükü kendi etki bölgesine doğrusal yayılı olarak dağıtılır.
- 3- Fiktif taban basınçlarının ara kolonların etki bölgelerinde daima üniform olduğu varsayılır. Kenar kolonların etki bölgelerinde ise; çıkma uzunluğu komşu açıklığı %40'ına eşit veya ondan büyük ise üniform küçük ise dıştaki değeri içtekinin iki katı olan standart yamuk alınır.

Esasen kenar bölgelerdeki bozukluğun, sağlıklı hesap metotlarında temelin dörtte bir uzunluğundaki kenar bölgelerinde, yatak katsayısının dıştaki değeri içtekinin iki katı olacak biçimde doğrusal arttırılması aracılığı ile gözönüne alınması yönünde bir eğilim vardır. Bu metotta Küseoğlu tarafından yapılan basitleştirme, temel uzunluğunun dörtte biri yerine kenar etki bölgesi uzunluğunun esas alınmış olmasıdır.

4- Kesit kuvvetlerinin hesabı yukarıda belirtilen fiktif taban gerilmelerine dayanarak yarı ampirik olarak bulunur. Kesme kuvvetleri ise doğrudan fiktif taban gerilmesi alanlarından gidilerek bulunur.

Eğilme momentlerinin hesabı için, önce mesnet momentlerinin tekil temeller varsayımına dayanan ilk yaklaşım değeri bulunur. İlk yaklaşım momentleri sürekli temelin kenar bozukluk sınırları da gözönüne alınarak düzeltilmesi sonucu gerçek mesnet momentleri elde edilir. Daha sonra açıklık momentleri ortalama fiktif taban gerilmeleri ve mesnet momentleri etkisindeki basit kirişin dengesinden bulunur.

Geliştirilmiş etki alanları metodu ile fiktif taban basınçları ve kesit kuvvetlerinin hesabı aşağıdaki şekilde işaretlemeler altında aşağıdaki biçimde yapılır.



Yük etki alanı uzunlukları:

Kenar kolonlar için :

$$a_1 = L_{k1} + L_{12}/2, \quad a_n = L_{kn} + L_{n-1,n}/2$$

Ara kolonlar için :

$$a_2 = (L_{12} + L_{23})/2, \dots, \quad a_{n-1} = (L_{n-2,n-1} + L_{n-1,n})/2$$

Fiktif net taban gerilmeleri :

Kenar etki bölgelerinde :

$$L_{k1} = L_{12/2,5} : P_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_1}{a_1} ; P_{k1} = 2P_1 \text{ ve } P_{N1} = \left(1 + \frac{L_{12}^2}{2a_1}\right) \cdot P_1$$

$$L_{kn} = L_{n-1,n/2,5} \text{ için ; } P_n = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_n}{a_n} ; P_{kn} = 2P_n \text{ ve } P_{Nn} = \left(1 + \frac{L_{n-1,n}^2}{2a_n}\right) \cdot P_n$$

$$L_{k1} = L_{12/2,5} \text{ ve } L_{kn} = L_{n-1,n/2,5} \text{ için ; } P_{o1} = N_1/a_1 \text{ ve } P_{on} = N_n/a_n$$

Ara etki bölgelerinde;

$$P_{o2} = N_2/a_2 , P_{o3} = N_3/a_3, \dots, P_{on-1} = N_{n-1}/a_{n-1}$$

Açıklıklar için geçerli net taban gerilmeleri :

Kenar açıklıklarda:

$$L_{k1} = L_{12/2,5} \text{ için : } P_{12} = (P_{N1} + P_1 + 2P_{o2})/4$$

$$L_{kn} = L_{n-1,n/2,5} \text{ için : } P_{n-1,n} = (P_{Nn} + P_n + 2P_{on-1})/4$$

$$L_{k1} = L_{12/2,5} \text{ ve } L_{kn} = L_{n-1,n/2,5} \text{ için ;}$$

$$P_{1,2} = (P_{o1} + P_{o2})/2 \text{ ve } P_{n-1,n} = (P_{on-1} + P_{on})/2$$

Ara açıklıklarda;

$$P_{2,3} = (P_{o2} + P_{o3})/2, \dots, P_{n-2,n-1} = (P_{on-2} + P_{on-1})/2$$

Eğilme momentlerinin bulunması :

Mesnet momentleri:

Kenar mesnet momentleri çıkımlar altındaki taban gerilmesinin kenar kolonlar altında oluşturduğu konsol momenti olarak bulunur;

$$L_{k1} = L_{12/2,5} \text{ için : } M_1 = \left(10 + \frac{L_{12}^2}{a_1}\right) P_1 \cdot \frac{L_{k1}^2}{12}$$

$$L_{kn} \quad L_{n-1,2,5} \text{ için} : M_n = (10 + \frac{L_{n-1,n}}{a_n}) \cdot P_n \cdot \frac{L_{kn} + 12}{12}$$

$$L_{k1} \quad L_{12/2,5} \text{ için} : M_1 = P_{01} \cdot L_{k1}^2 / 2$$

$$L_{kn} \quad L_{n-1,n/2,5} \text{ için} : M_n = P_{0n} \cdot L_{kn}^2 / 2$$

Ara mesnet momentleri için ilk yaklaşım değerleri :

$$M_{io} = N_i \cdot a_i / 8 \quad \text{formülü ile bulunur.}$$

Bu mesnet momenti bilindiği üzere kolon aralıklarının eşit olması durumunda rijit tekil temelin mesnet momentine karşılıktır. Komşu kolon aralıklarının birbirinden çok farklı olduğu durumlarda, kolon altındaki mesnet momentinin ilk yaklaşım değeri olarak yine,

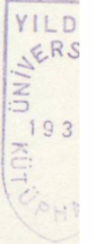
$$M_{i1} \approx N_i \cdot a_i / 8$$

olarak alınması akla uygundur. Bu konu kolonun her iki tarafına doğru farklı olmak üzere toplam değerleri $N/2$ olacak biçimde üniform yayılı hayali bir yük dağılımı ile açıklanabilir. Böylece mesnet momentinin yukarıda verilen başlangıç değeri, kolon eksenini hiç dönmediği varsayımına göre bulunan konsol momentlerinin ortalaması olur. Daha sonra deformasyon uyumluluğunu sağlamak amacı ile, bu ilk yaklaşım değerini $2/3$ oranında küçültülerek gerçek mesnet momentini;

$$M_i = N_i \cdot a_i / 12$$

olarak bulunur. Esasen bu moment çok açıklıklı ideal bir sürekli kirişin mesnet momentidir. Bazı özel durumlarda; örneğin üç kolonlu kısa bir kolon kirişinde çıkma boyları $(L_{k1} + L_{kn}) \quad (L_{12} + L_{n-1,n}) / 5$

koşulunu sağlayacak uzunlukta düzenlenmişse, orta kolon altındaki mesnet momentinden bir azaltma yapılmadan söz konusu mesnet momentinin $M_2 = N_2 \cdot a_2 / 8$ olarak alınabilir. Bu, kenar bozukluğun bu koşullar altında temel kirişinin tüm uzunluğu boyunca geçerli olduğu anlamına gelir.



En Büyük Açıklık Momentleri :

Mutlak değer olarak en büyük açıklık momentleri, komşu mesnet momentlerinin ortalamasından ortalama fiktif taban gerilmeleri etkisinden oluşan basit kiriş açıklık momentinin çıkarılması ile yaklaşık olarak elde edilir.

$$M_{1-2} = \frac{M_1 + M_2}{2} - \frac{P_{12} \cdot L_{12}^2}{8}, \quad M_{23} = \frac{M_2 + M_3}{2} - \frac{P_{23} \cdot L_{23}^2}{8}$$

$$M_{n-1,n} = \frac{M_{n-1} + M_n}{2} - \frac{P_{n-1,n} \cdot L_{n-1,n}^2}{8}$$

Kesme kuvvetleri :

Kesme kuvvetleri fiktif net taban gerilmeleri alanlarından bulunur:

$$Q_{1sol} = (P_{k1} + P_{N1}) \cdot L_{k1} / 2 \quad Q_{1sağ} = N_1$$

$$Q_{2sol} = (Q_{1sağ} + P_{12} \cdot L_{12}) \quad Q_{2sağ} = Q_{2sol} - N_2$$

.....

$$Q_{nsol} = Q_{n-1,sağ} + P_{n-1,n} \cdot L_{n-1,n} \quad Q_{nsağ} = Q_{nsol} - N_n$$

KONTROL:

$$Q_{nsağ} - (P_{Nn} + P_{kn}) \cdot L_{kn} / 2$$

Kesme kuvveti formülleri kenar bölgelerde yamuk taban gerilmesi varsayımına göre yazılmıştır. $L_{k1} = L_{12}/2,5$ olması durumunda kenar bölgelerde de taban gerilmesi üniform yayılı olacağından,

$$Q_{1sol} = P_{o1} \cdot L_{k1} \text{ olarak bulunacağı açıktır.}$$

Buraya kadar anlatılan geliştirilmiş etki alanları metodu yarı ampirik bir metot olup, normal zemin ve yapı sistemi koşullarında yatak modülü ile rijitlik modülü metodu değerleri arasında gerçeğe çok yakın sonuçlar verir.

GELİŞTİRİLMİŞ ETKİ ALANLARI METODU SONUÇLARININ İRDELENMESİ-

Sadık Köseoğlu tarafından geliştirilen bu metodun sonuçların sağlıklılık derecesi aşağıdaki koşulların yerine gerilmesine bağlıdır.

1- Kolon aralıkları birbirinden çok farklı olmamalıdır:

Kolon aralıkları bir artan bir azalan temellerde, kolon aralıklarının farklı olmasının fazla bir önemi yoktur. Kolon aralıklarının hep artarak veya azalarak gitmesi durumunda, çok sağlıklı sonuçlara ulaşabilmesi için kolon aralıklarının birbirinden %20'den fazla farklı olmaması istenir.

2- Çıkma boyları uygun boyda seçilmeli ve olabildiğince konsolsuz temellerden kaçınılmalıdır. En uygun çıkma boyu $Lk1 = L12/3,5$ olarak seçilmelidir. Bununla birlikte en elverişsiz durum olan çıkmasız temel kirişinde bile, hata sınırı izin verilen değeri pek fazla aşmaz. Pratikte çıkma boylarının komşu açıklığının dörtte biri ile üçte biri ortasında seçilmesi uygun olur.

3- Üst yapı rijitliği yeterince küçük ortalama fiktif taban gerilmeleri birbirine çok yakın olmalıdır.

$$Po1 = N1/a1, Po2 = N2/a2....., Pon = Nn/an$$

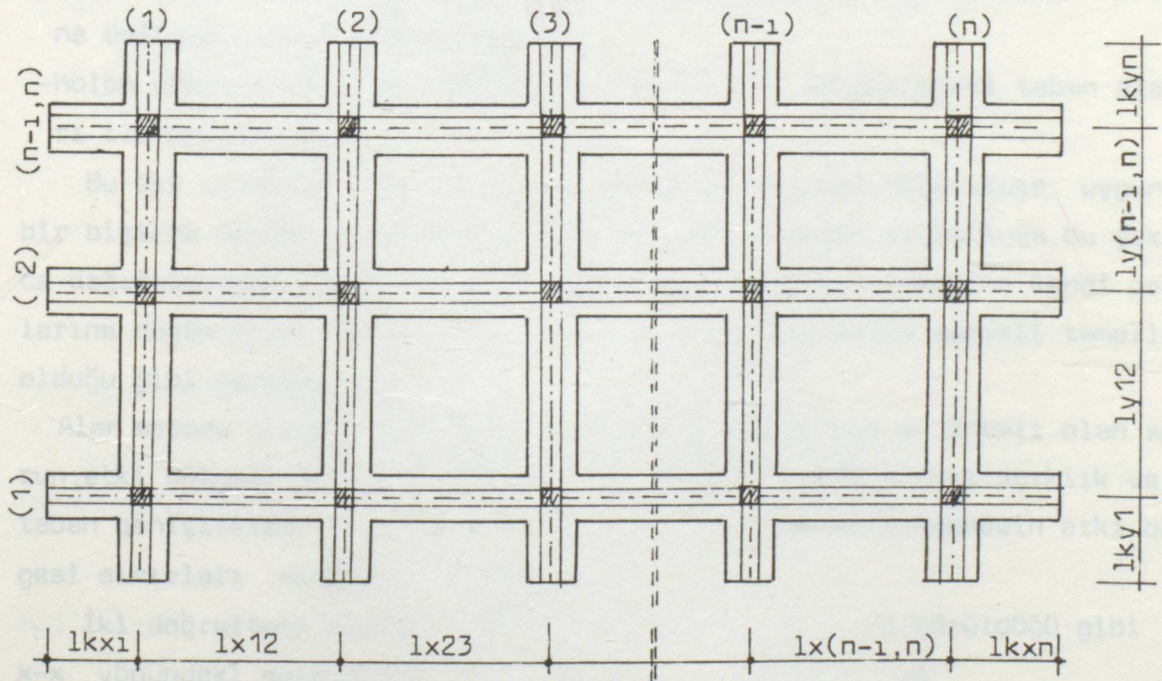
ortalama net taban basınçları birbirine eşit ve çok yakın olursa, sonuçlarda çok sağlıklı olur. Gerçekte bu koşul, üst yapıdan kolanlara gelen yüklerin genellikle etki alanları ile orantılı olması nedeni ile çoğunlukla kendiliğinden sağlanır.

IZGARA TEMELLER

Kolon yüklerinin çok büyük ve zemin emniyet gerilmelerinin, bir doğrultuda sürekli şerit temel yapımına elverişli olmayacak derecede küçük olması durumunda, kolonlar altına düzenlenen iki doğrultuda sürekli şerit temellerin oluşturduğu "Izgara Temeller" kullanılır. Izgara temellerin seçimi, taban alanının ekonomik biçimde arttırılmasından başka, yapı sisteminde her iki yönde rijitlik sağlanması nedeni ile oturma farklarının dengelenmesi yönühdende yararlıdır.

Bununla birlikte izgara temellerin yapımı sırasındaki konstrüktif güçlüklerden dolayı nadir olarak kullanılırlar. Zemin güvenlik gerilmesinden dolayı izgara temel yapımının gerektiği durumlarda, genellikle izgara temel yapımının gerektiği durumlarda, genellikle izgara temel yerine tüm yapı altını kaplayan temel plakları üstün tutulmaktadır.

Izgara temeller statik yönde, çalışan uzaysal bir sistemdir. Böyle uzaysal çalışan sistemlerin gerçek çözümü sondereçe güç, hatta bazı durumlarda olanaksızdır. Bununla birlikte böyle sistemler çeşitli yöntemler ile her iki doğrultuda uzanan birbirinden bağımsız tek doğrultuda sürekli şerit temellere ayrılarak çözülmektedir. Burada ana sorun, düğüm noktalarına etki eden kolon yüklerinde her iki doğrultudaki sürekli temellere düşen paylarının bulunmasıdır.



Bu tür bir yöntemde genellikle yalnız birleşim noktalarındaki bilinmeyen düşey kuvvetler göz önüne alınır .Eğilme ve burulma momentlerinin etkileri ise ihmal edilir.Önemli durumlarda eğilme momenti büyüklükleride hesaba katılır.Genel olarak burulma momentlerinin sonuca etkileri çok küçüktür.Her iki doğrultuda kolon yüklerinin ne biçimde dağıldığını gerçeğe yakın olarak saptamak mümkün değildir.Özel durumlar dışında genel bir kural söylemek olanaksızdır.Özel problemlerin çözümü yatak katsayısı yöntemi ile yapılmalıdır.Bunun için ayrıntılı bilgi İTÜ yayınlarından Prof.Dr F. KESKİNEL'e ait "Elastik zeminlere oturan iki istikamette mükemmel sistemlerin etüdü" isimli kitaptan temin edilebilir.

Düğüm noktasına etki eden kolon yükünün yalnız komşu açıklıklarda etkili olduğu varsayımına dayanarak basit çözüm metotları geliştirilmiştir.Böyle bir düğüm noktasında kesişen iki temel girişinin bu noktadaki sehimlerin eşit olması koşulundan,kolon yükünün her iki doğrultudaki temellere düşen bölümleri bulunabilir .İki yönde sürekli temellerde kolon yüklerinin bu ilkeye göre parçalanmasına ilişkin pratik formüller M.RETİ tarafından verilmiştir.

Aşağıda iki yönde sürekli temellerde kolon yükünün her iki doğrultuya bölünmesinde sık sık baş vurulan etki bölgeleri yönteminin ana ilkeleri verilmiştir.

Bu basit hesap yöntemi iki varsayıma dayanmaktadır;

- Kolon yükleri ,her iki doğrultuda etki bölgeleri boyunca temel tabanına üniform olarak dağılmaktadır.
- Kolon yükleri ,her iki doğrultuda kolon etki bölgesindeki taban alanları ile orantılıdır.

Bu iki varsayım altında ,kolon yüklerini her iki doğrultuya uygun bir biçimde bölmek olanaklıdır.Kolon yükleri her iki doğrultuya bu şekilde dağıtıldıktan sonra ,her iki doğrultudaki sürekli temeller kendi paylarına düşen kolon yükleri altında,aynen bir doğrultuda sürekli temellede olduğu gibi hesaplanır.

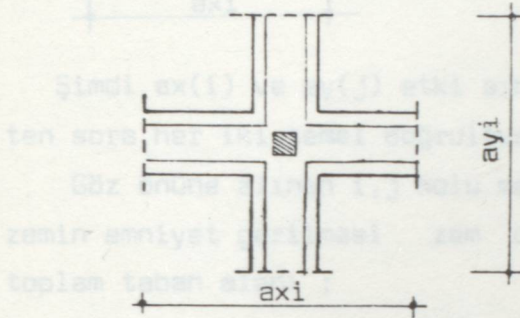
Alan metodu olarak adlandırılan bu çözüm yönteminde en önemli olan sorun,etki bölgesi sınırının belirlenmesidir.İki doğrultudaki açıklık ve taban genişlikleri bir birine yakın sürekli temellerde,mesnedin etki bölgesi sınırları ,aşağıdaki gibidir.

İki doğrultuda sürekli şerit temelde Şekil 2.2 'de görüldüğü gibi x-x yönündeki açıklıklar $l_{x1}, l_{x2}, \dots, l_{xn-1}, l_{xn}$ ve y-y yönündeki açıklıklar $l_{y1}, l_{y2}, \dots, l_{yn-1}, l_{yn}$ olarak verilmiştir.

Izgara temellerde çıkma yapılıp yapılmamasına göre üç tür düğüm noktası ortaya çıkar.

(+).BİÇİMİNDEKİ DÜĞÜM NOKTALARI

Eğer kenar ve köşe düğümlerde $lk1 = lx1/3$ olacak şekilde çıkmalar düzenlenirse, bu düğümlerde orta düğümler gibi hesaplanabilir. Bu durumda etki bölgesi sınırları;

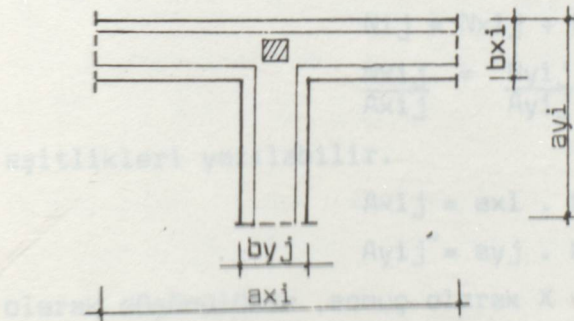


$$axi = (lx_{i-1} + lx_i)/2$$

$$ayi = (ly_{i-1} + ly_i)/2$$

(T).BİÇİMİNDEKİ DÜĞÜM NOKTALARI

Bu düğümlere, çıkma yapılmayan kenar mesnetlerde, yalnızca bir doğrultuda çıkma yapılabilen köşe mesnetlerde karşılaşılr. Böyle bir düğümde sürekli yöndeki etki alanları açıklık ortalarına kadar uzanmasına karşın tek kollu (çıkmasız) doğrultudaki etki alanları açıklığın dörtte birine kadar uzanıyor alınabilir. Kısa çıkmalar yapılabiliyorsa (örneğin; $lk1 = lx1/5$) bu durumda etki alanının kısa çıkma doğrultusunda açıklığın üçte birine kadar uzanıyor alınması uygun olur. Bu durumdaki etki bölgesi sınırları;



$$axi = (lx_{i-1} + lx_i)/2$$

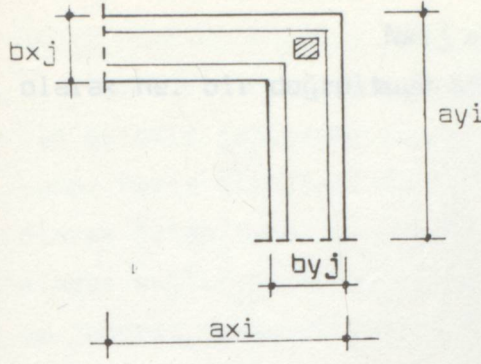
$$ayi = (ly_{i-1}/4 + bx_j)/2$$

(L).BİÇİMİNDEKİ DÜĞÜM NOKTALARI

Bu düğümlerde, her iki doğrultuda çıkma yapılmayan köşe mesnetlerde karşılaşılr. Bu durumda etki bölgesi sınırları;

$$axi = lx_{i-1} / 4$$

$$ayi = ly_{i-1} / 4$$



$$axi = lxi - 1 / 4$$

$$ayi = lyi - 1 / 4$$

Şimdi $ax(i)$ ve $ay(j)$ etki sınırları yaklaşık olarak böyle belirlendikten sonra, her iki temel doğrultusuna nasıl dağılacakını görelim;

Göz önüne alınan i, j nolu mesnete etki eden kolon yükü N_{ij} ise ve zemin emniyet gerilmesi z_{em} olarak verilmiş ise, bu yük için gerekli toplam taban alanı ;

$$A_{ij} = \frac{N_{ij}}{z_{em} - \sigma_g}$$

olarak hesaplanır. Ayrıca Şekil 2.2' deki notasyonlar altında toplam taban alanı;

$$A_{ij} = axi \cdot bxi + ayj \cdot byj - bxi \cdot byj$$

denklemleri tanımlanabilir.

Bu formülde A_{ij}, axi, ayj değerleri bilindiğine göre, bilinmeyen bxi ve byj tatonman ile aşağıdaki biçimde bulunabilir.

Temel taban genişlikleri böylece belirlendikten sonra, N_{ij} kolon yükünün her bir doğrultuya düşen bölümleri aşağıdaki biçimde bulunabilir;

$$N_{ij} = N_{xij} + N_{yij}$$

$$\frac{N_{xij}}{A_{xij}} = \frac{N_{yij}}{A_{yij}}$$

eşitlikleri yazılabilir.

$$A_{xij} = axi \cdot bxi$$

$$A_{yij} = ayj \cdot byj$$

olarak düşünülürse , sonuç olarak X ve Y doğrultusundaki N_{xij} ve N_{yij} eksenel yükleri aşağıdaki gibi verilebilir;

$$N_{xij} = \frac{A_{xij}}{A_{xij} + A_{yij}} \cdot N_{ij}$$

$$N_{yij} = \frac{A_{yij}}{A_{xij} + A_{yij}} \cdot N_{ij}$$

eğer $axi = ayj$ olarak seçilirse $bxi = byj$ alınarak veya genel olarak $axi/ayj = byj/bxi$ olacak şekilde bxi ve byj genişlikleri seçilerek

RADYE JENERAL (PLAKA) TEMELLER:

Temel zemininin çok fazla sıkışabilir olması gibi durumlarda, temel gerekli genişleme miktarı komşu temellerini birbirine yaklaştıracak kadar fazla olabilir. Bu durumda ayırık temel yerine, yapı tabanını tüm olarak örten temeller yapılır. Bu nedenle yükün ve oturmaların üniform olması sağlanır. Bu tür temellere radye jeneral temel adı verilir. Radye jeneral temeller aşağıda gösterildiği biçimlerde yapılırlar.

A- Sürekli plâk

B- Mantar plâk

C- Ters kemer

A- SÜREKLİ PLAKLAR:

Küçük yapılar altındaki temel plakları sabit kalınlıkta yapılır. Eğer plaklar yapının tüm planını kaplıyorsa, duvarların oturduğu yerlerde (nervürler) oluşturulur. Bunlar, hem yapı yükünü duvarın devamı boyunca üniform biçiminde temele iletirler ve hemde plağı rijitleştirirler. Bu nervürler yardımıyla plak bir çok kısımlara bölünür. Burada her iki yönde demirle donatılır. Gerekirse, kısmi plaklarda birbirini kesen (nervür) sistemiyle daha fazla kısımlara bölünebilir.

Nervürler alışıldığı gibi plakın üzerine düzenlenirler. Eğer temel plağının üzerindeki tabanın düz olması isteniyorsa nervürler arasındaki boşluklar çakılla doldurulur. Bunun üzerine de betonla bir sıva yapılır.

Nervürleri plakanın altına tertiplemek daha az yararlıdır. Bu düzenlemede ki temel düz bir taban elde etmek veya yapının kaymaya karşı güvenliğini sağlamak amacı ile gerektiğinde kullanılmaktadır.

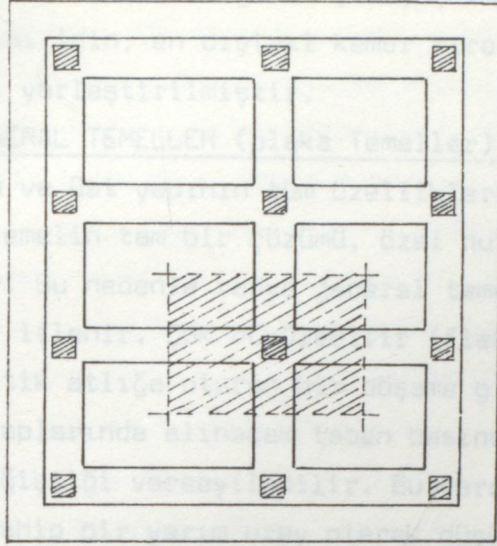
B- MANTAR BİÇİMİNDE PLAKLAR:

Eğer yapı yükü ve yararlı yük temel plaklarına kolonlarla iletiliyorsa, temel plağını mantar plak şeklinde de düzenlemek mümkündür. Kolon ayaklarının temel plağı üzerindeki alana konulmasına izin verildiğine veya bunların bir engel oluşturmasına göre, kolon ayağı temel plağının üstünde veya altında düzenlenir.

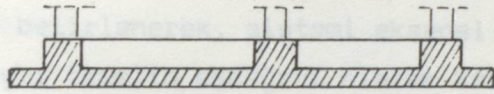
C- TERS KEMERLER:

Ters kemerlerden oluşan temeller betonarmenin kullanılmadığı devirlerde yapılmıştır.

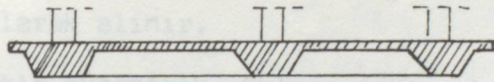
Tüm yapı altını kaplıyan kapalı bir temel oluşturmak için iyi tuğlalardan veya sert kayalardan kemerler yapmak gerekebilir. Bu gibi ters kemerler eski yapılarda kullanılmıştır.



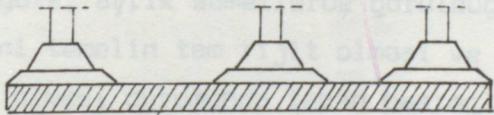
Kolon etki alanı



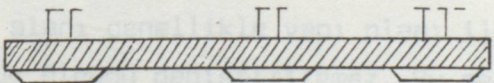
Düz kirişli genel radye



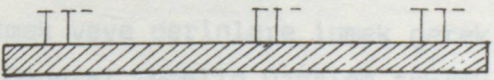
Ters kirişli genel radye



Düz mantar genel radye



Ters mantar genel radye



Kirişsiz genel radye

-Genel radye türleri

Son zamanlarda ters kemerler daha çok betonarme olarak yapılmıştır. Eski yapılarda kemerlere gelen yatay çekme kuvvetlerinin yapı kenarlarında alınması için, en dıştaki kemer sırası içine çekme çubukları (ankraj) çubukları yerleştirilmiştir.

RADYE JENERAL TEMELLER (plaka Temeller)'İN BOYUTLANDIRILMASI

Zemin ve üst yapının tüm özelliklerini göz önüne alarak radye jeneral bir temelin tam bir çözümü, özel durumlar dışında, genellikle olanaksızdır. Bu nedenle radye jeneral temellerin çözümlerinde yaklaşık yöntemler izlenir. Çok bükülebilir (fleksibl) temellerde, temel sistemi elastik atlığa oturan bir döşeme gibi kabul eden yöntemler vardır. Kesit hesaplarında alınacak taban basıncının yerine göre üniform veya lineer değiştiği varsayılabilir. Bu varsayımda zemini sabit (yatak sayısına) sahip bir yarım uzay olarak düşünürsek, bu durum temelin tam rijit olmasına karşılıktır. Radye jeneral temele etkiyen kolon yüklerinin bileşkesi belirlenerek, sistemi eksenal veya eksantrik olarak yüklü rijit bir ayrı temelin eşdeğeri olarak kabul edebiliriz.

Bileşke temel alanının ağırlık merkezinden etkiyorsa, taban basıncı üniform olarak alınır.

Eğer bir eksantrik yükleme varsa, tek veya iki eksenli bir eksantrisiteye göre, ayrık sömellerde görüldüğü gibi, taban basınçları hesaplanır. Yani temelin tam rijit olması ve zeminin sabit bir (yatak sayısına) sahip olması durumunda taban basınçlarının hesabında, ayrık temellerdeki belirlenen tüm özellikler radye jeneral temel içinde geçerlidir.

Temel alanı genellikle yapı planı ile sınırlı olduğundan taban basıncı büyük ölçüde değiştirilemez. Bu nedenle temel atılması ön görülen derinlikte zemin emniyet gerilmesi yeterli değilse kazık veya kuyu temel türüne gitmek veya derinlere inmek gerekir.

Radye Jeneral temelin üzerine toprak gelmiyeceği için derine inildikçe, taşıma gücü ve dolayısıyla zemin emniyet gerilmesinde kazılan toprak ağırlığı kadar bir artış görülür. Bu ilkedен hareket edilerek, kazıdan toprak ağırlığı yapı ağırlığına eşit olarak alındığında, temel derinliğindeki zemine kazı yapılmadan önce gelen basınçta bir değişiklik meydana getirilmediğinden taşıma gücü ve oturma bakımından güvenilir bir temel yapılmış olur.

Yalnız temel zemininde konsolidasyon ve sıkışma henüz sona ermemişse

genellikle bu çözüm güvenilir bir çözüm olmaz. Ayrıca özellikle killi zeminlerde kazı nedeni ile bir kabarma olacağından temel zemininin yapı yükü ile yeniden yüklenmesi sonucu meydana gelecek oturma, yani kabarmanın geri dönmesi, önemli oturma sorunları doğurabilir.

Radye Jenerale gelecek kolon yüklerinin bileşkesi, taban basınçları hacmine eşit olmalıdır. Kesit hesapları bu denge koşuluna göre yapılmalıdır. Bu nedenle yer altı suyunun temel kesit hesaplarında kullanılacak taban basıncı hacminin büyüklüğüne bir etkisi olmaz. Hesaplarda yer altı suyu olsun veya olmasın aynı taban basıncı göz önüne alınacaktır. Yer altı suyu basıncının etkisi (efektif basıncı) azaltması nedeni ile, oturmaların değerini azaltmasındadır.

Örneğin: Yapı ağırlığı (Q) ve temel ağırlığı (Q_T) olan bir radye jeneral temel düşünelim. Temel taban kotu zemin yüzeyinden (DT) derinliğinde olsun. Yer altı suyu yüksekliğinin temel tabanından olan yüksekliği (H) olsun.

Temel tabanı ağırlık merkezi ile üst yapı yüklerinin bileşkesi aynı nokta üzerine düşüyorsa, radye jeneral temelin üniform taban basıncı,

$$q_1 = (Q + Q_T)/A$$

olur. Bu değer (Σem) zemin emniyet gerilmesinden küçük olması gerekir. Temel hesaplarında kullanılan taban basıncı $q = Q/A$ olacaktır.

Bu basıncın bir kısmı su, diğer kısmı zemin daneleri tarafından karşılanır. Yani $q_u = \gamma_w \cdot H$ olmak üzere, $q = q_u + \bar{q}$ dur. Burada γ_w suyun birim hacim ağırlığıdır. Burada gösterilen (q) boşluk suyu basıncı, ($\bar{q}$) efektif basınç adını alır,

$q_u < q$ olduğu sürece temel kesit hesabında suyun herhangi bir etkisi görülmez.

$q_u > q$ olması durumunda ise yapının dengesi bozulur. Su basıncı yapıyı yukarı doğru kaldırabilir. Bu durum jeneral temel yeraltı suyu indirilerek kuru ortamda yapılırken; yapının yeterli ağırlığa ulaşmadan su çekiminin durdurulması durumunda veya temel zemini az geçirimli olduğundan yer altı suyunun varlığı açık olarak görülemediğinden, önlem alınmayan yerlerde meydana gelebilir. Burada sözü edilen temelin oturma hesapları yapılırken, hesapta kullanılacak taban basıncının belirlenmesinde yapının ağırlığından kazılan toprağın ağırlığının, yer altı suyu yüksekliği göz önüne alınarak çıkarılması gerekir.

Burada oturmaları doğuran basınç efektif gerilmedeki artıştır. Bu

Özelliklerden radye jeneral temellerde oturmaların düzenlenmesinde yararlanılır. Killi zemine oturan bir temelin ortası, derinliklerdeki gerilme yığılması nedeni ile, aşırı bir oturma etkisinde kalabilir. Benzer durum temel üstünde kule gibi bir noktada ağır yüklerin bulunması durumunda da meydana gelir. Bu farklı oturma temelde büyük momentler oluşur. Bu nedenle temel dilatasyon derzleri ile ayrılır. Fakat bu çözümle blokların birbirine doğru yatması önlenemez. Bu bakımdan aşırı oturma oluşturacak kısımları daha derinlere indirilerek, buralardaki efektif gerilme artışını azaltıp, sığda kalan az yüklü kısımlarınkine yaklaştırmakla oturma farklarını azaltmak mümkün olabilir. Başka bir çözüm şekli kazıklı temellere gitmektir.

Bazı durumlarda, temel derinliği arttırıldıkça, zemin emniyet gerilmesi radye jeneral temel yapımını gerektirmeyecek kadar büyük olabilir.

Bu durumda yer altı suyu için, genellikle yine radye jeneral temel yapmak gerekir. Eğer yeraltı suyu, taban basıncını taşıyan bir radye jeneral temel ile taşınmak istenmiyorsa, yalnız su basıncını alan bir döşeme ile yetinilebilir. Böyle bir çözümle, yapı oturduğu zaman bu döşemenin zemin reaksiyonları ile yüklenmemesi için döşeme ile, zemin arasında yeterli bir aralık bırakılması, istenmemesi durumunda, döşemenin hiç olmazsa yapının bitip tüm yükün zemine iletilmesinden ve temelin bir kısım oturmasının meydana gelmesinden sonra yapılması yerinde olur. Bu özellik zemine oturan bütün betonarme bodrum kat döşemeleri için gözönünde tutulmalıdır.

Radye Jeneral temel, yükün geliş şekline göre taban basıncı üniform veya lineer olarak dağılıyorsa kabulüne göre hesaplanır. Üst yapı yükleri eşit veya eşite yakın aralıklarla temele etkiyorsa temel kirişsiz döşeme olarak hesaplanabilir. Yani temel kolonlara oturan ve alttan taban basınçlarını taşıyan bir kirişsiz betonarme döşeme olarak kabul edilir ve hesabı bu kabule uygun olarak yapılır. Eğer belli yerlerdeki kolonların yükleri diğerlerinden büyük ise, temel hayali bölgelere ayrılarak o bölgelerdeki taban basınçları hesaplanır ve bölgedeki plak hesabında bu değerler kullanılır.

Bazı durumlarda büyük yük farları vaksa temele tüm yapıyı ayıran oturma derzleri yapılmalıdır. Kirişsiz radyeler açıklık farları büyük olan yapıların altında dikkat edilmeden kullanılırsa temelde ve üst yapıda aksaklıklar meydana gelir. Bu nedenle kirişsiz radye temeller kulla-

nılırken, normal kolonlar arasındaki farklı oturumların küçük olmasının gerektiği ve özellikle farklı oturumların belli bir kalıba göre sistematik olarak meydana gelmemesi gerektiği unutulmamalıdır. Terzaghi bu tip temeller için, şu hesap şeklinin uygulanmasını önermektedir: Öncelikle temel rijit kabul edilerek taban basınçları hesaplanır ve temel boyutlandırılır.

Bu basınçlar etkisinde de temelin deformasyonu bulunur. Bu deformasyonlara göre seçilen yatak sayısına göre taban basınçlarının yeni durumu belirlenir. Eğer ilk kabul edilen bu yeni durum arasında fark önemli ise, temel kalınlığı değiştirilmeden temelin rijit ve bükülebilir olmasına göre elde olunan momentlerin farkına tekabül eden ölçüde donatı değiştirilir.

Aynı bir temel altında dahi, zemin özelliklerinin değişik olacağı gözönüne alınarak donatı hesabı gerektirdiğinden, donatımın gerektiğinden de fazla konulması yerinde olur. Bazı uzmanların görüşlerine göre de radye plağının üstüne ve altına aynı miktar donatının konmasında yarar görülür. Temel altı zemininin farklı bölgelerinde büyük ölçüde değişiklik görülürse, kirişsiz döşeme temelin donatısını artırmak yetmez. Bu durumlarda temele rijitlik veren kirişli radye jeneral temellere gidilir. Yalnız kirişli radye jeneral temeller kirişsiz olanlara oranla, dahafazla moment etkisinde kalabilir. Bu özellikle oturma farklarının büyük olması olasılığı olan zeminler üzerindeki temellerde olabilir. Kirişli radye jeneral temellerde kiriş yükseklikleri bazı durumlarda çok yüksek olabilir. Çok rijit temel yapımı için bodrum döşemesi ile temelin ortak çalışmasını sağlamak amacı ile temeli (Sandık Temel) haline getirmek gerekebilir.

Kirişli radye jeneral temellerde de taban basıncının üniform veya lineer dağıldığı kabulüne göre hesap yapılır. Kirişler arasındaki temel döşemeleri plak gibi hesaplanır. Bu döşemelerden kirişlere iletilen kuvvetler bulunarak, kirişlerin taşıyacakları moment ve kesme kuvvetleri bulunur. Bu döşemelerden kirişlere iletilen yükler bulunarak, kirişlerin taşıyacakları moment ve kesme kuvvetleri hesaplanır. Burada da hesap için kesin bir yöntem yoktur. Genellikle kirişler kolon hizalarında mesnetlenmiş sürekli bir kiriş gibi hesaplanır. Yani kirişli radye jeneral temel, ters bir plak-kiriş sistemi gibi hesaplanır. Radye Jeneral temel kirişleri bodrum içine olduğu gibi, zemin içine doğru da uzatıla-

bilir. Derinlere oturan rijit temellerin kenarlarında taban basıncı yığılması görülür. Bu özellik göz önünde tutularak, derin temellerde taban basıncının temel kenarında ortalama basıncın iki katına vardığı ve ortalarında minimum değere indiği kabul edilerek, denge koşullarını sağlayan bir taban basıncı dağılışı seçilir ve hesaplanır bu basınca göre yapılabilir.

Perdeler ve ağır kolonlar altında da bu biçimde gerilme yığılmalarının olabileceği düşünülmelidir. Yalnız taban basınçlarında da buna benzer değiştirmelerin yapılabilmesi için zeminin iyi tanınması ve uzmanlara danışılması yerinde olur. Kirişli veya kirişsiz temellerde, plak hesabında yapılan kabuller içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmelidir.

Sonuç olarak: Ağır yapılar altında bulunan, kolonları arasında açıklık farkları büyük olan ve fazla farklı oturmalara izin verilmeyen yapılar altındaki radye jeneral temellerin (rijit) yapılması ve gerilme dağılışı belirlendikten sonra, bunların döşeme-kiriş sistemi gibi hesaplanması doğru olur.

Büyük alan kaplıyan ve farklı oturmalara oldukça izin verebilen ve kolon araları birbirine yakın bulunan yapılarda temel zemininin temel altındaki değişiklikleri fazla değilse, kirişsiz radye jeneral temel inşa olunabilir.

Herhalde, kiriş ve döşemelerde konması gereken donatının 1/3 kadarının ek olarak ters tarafa konması önerilir.

TEMELLERE İLİŞKİN TS.500 YÖNETMELİK

KAYITLARI

YÜZEYSEL BETONARME TEMELLER

Duvar Altı Temelleri:

Taşıyıcı duvarların bulunduğu yapılarda, bu duvarların taşıdıkları yüklerin zemine aktarılması, duvar altı temellerle sağlanır. Duvar altı temellerin genişliği zemin dayanımı dikate alınarak saptanır. Temelin duvar ötesine taşan bölümü 1 m. genişliğinde bir konsol kiriş gibi hesaplanır. Kesit hesabında temel alınacak kesme kuvveti duvar yüzünde, moment ise duvar kalınlığının 1/4'ü kadar içinde bir noktada hesaplanır. Temel kalınlığı seçilirken kayma donatısı gerektirmeyecek bir dayanım sağlanmasına dikkat edilmelidir.

Duvar kalınlığının 1/4'ünde bulunan moment esas alınarak ve homojen çatlamamış kesit varsayımı ile hesaplanan en büyük çekme gerilmesi f etkiden küçük olduğu durumlarda enine doğrultuda (duvar eksenine dik) donatı bulundurulmasına gerek yoktur. ψ katsayısı taşıma gücü hesabı için 1,3, emniyet gerilmeleri hesabı için ise 0,9 alınmalıdır.

Boyuna doğrultuda ise, TS.500 Madde 12.4.1 de sözü edilen minimum donatının bulundurulması zorunludur.

a- En Küçük Boyutlar

Duvar altı temel betonu kalınlığı en az 20 cm olmalıdır.

Duvar altı temellerinde donatı altında kalan beton örtüsü en az 5 cm olmalıdır.

b- Donatı İle İlgili Koşullar

TS.500, Madde 10.1.1.'e göre yapılan kontrol temel çatlamayacağını kanıtlarsa, duvar eksenine dik enine donatı bulundurulmasına gerek yoktur. Bu gibi durumlarda, duvar boyunca her köşede bir tane olmak üzere en az 4 $\emptyset$ 10 boyuna donatı bulundu-

rumalı ve bunlar, aralığı temel derinliğinin iki katını geçmeyen etriyelerle sarılmalıdır. Hesaplanan çekme gerilmesinin çatlama dayanımını geçtiği durumlarda, duvar eksenine dik enine donatı bulundurulması zorunludur. Bu donatının çapı 10 mm den az olmayacağı gibi, aralığı da temel derinliğinden fazla olamaz Enine konulan asal donatıdan başka, boyuna doğrultuda dağıtma donatısı da temele yerleştirilmelidir. Dağıtma donatısı alanı ana donatının 1/5 inden ve $4-\phi 10$ dan az olmamalıdır.

Tekil Temeller:

Tekil kolon temellerinin hesabı yapılırken eksenel yük ile birlikte kolon alt ucuna etkiyen moment de dikkate alınmalıdır. Boyutlandırma ve donatı hesabında, eğilme, eğilme kesmesi ve zımbalama için ayrı ayrı hesap yapılmalı ve donatının yeterli kentlenme boyuna sahip olduğu kanıtlanmalıdır.

Eğilme için daha kesin hesap gerekmiyorsa kolon yüzeylerinden dışarı taşan temel parçaları ayrı ayrı, tek yönde çalışan bir konsol kiriş gibi hesaplanabilir. Bu durumda moment ve kesme için kritik kesitin kolon yüzünde olduğu varsayılmalıdır.

Zımbalama hesabı ise TS.500 madde 8.3.3 veya 9.5.3 e göre yapılmalıdır.

Bu tür temeller için öngörülen yapımla ilgili detaylar TS.500 Madde 12.4.2 de verilmiştir.

(a)-En Küçük Boyutlar

Tekil temelin planda en küçük boyutu 100 cm'den küçük olmamalıdır.

Temel kalınlığı 20 cm'den, beton örtü kalınlığı ise 5 cm den az olmamalıdır.

(b)- Donatı İle İlgili Koşullar

Hesapla bulunan boyuna ve enine doğrultudaki donatılar temel tabanında bir ızgara oluşturacak biçimde yerleştirilmelidir. Donatı çubukları eşit aralıklı olarak yerleştirilebilir.

Temelde boyuna veya enine donatı yüzdesi 0,002 den az olmamalı ve donatı aralığı 25 cm'yi geçmemelidir.

Şerit (Sürekli) Temeller:

Şerit temeller birden fazla kolonun temelini bir arada yapılmasıyla oluşur. Şerit temeller bir kirişe oturtulmuş kolonlar görünüşündedir. Ancak bu tür elemanların, yükleri aşağıdan yukarıya doğru alan (zeminden) ters dönmüş tablalı kiriş gibi hesaplanmalarına izin verilmez.

Şerit temeller için daha doğru çözüm, temelin elastik zemine oturan sonlu bir kiriş olarak hesaplanmasıdır. Ancak bazı önemli durumlar dışında basitleştirici varsayımlar yapılarak yaklaşık bir çözüme gidilebilir.

Üzerinde yalnız iki kolonun oturduğu şerit temellerde boyutlar saptanırken kolonlardan gelen yüklerin bileşkesi ile geometrik ağırlık merkezinin çakışması sağlanmalıdır. Temel tabanı planda üçgen veya trapez olabilir.

(a)- En Küçük Boyutlar

Tekli temel için öngörülen koşullar sürekli temel pabucu için de geçerlidir.

(b)- Donatı İle İlgili Koşullar

Tekli temel için öngörülen koşullar sürekli temel pabucu için de geçerlidir. Gövde kısmı için ise, kiriş donatısı için öngörülen koşullar temel alınmalıdır.

Radyeler:

Plak veya plak ve kirişlerden oluşan radyelerin hesabı elastik zemine oturan plak teorisine göre veya gerçekçiliği kanıtlanmış yaklaşık bir yöntemle göre yapılmalıdır.


```

10 REM PROGRAM"TEMELLER 4"
20 REM "EKSENEL KUVVET VE EGILME MOMENTİ ETKİSİNDEKİ PLAK VE TRAPEZ TEKİL TEMEL
30 REM "İN LOSER'E GÖRE HESABI"
40 PRINT "ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ=Gz=? kg/cm2": INPUT Gz: CLS
50 PRINT "BETON EMNİYET GERİLMESİ=Gb=? kg/cm2": INPUT Gb: CLS
60 PRINT "ÇELİK EMNİYET GERİLMESİ=Gc=? kg/cm2": INPUT Gc: CLS
70 PRINT "KOLON (x_x)YONU UZUNLUĞU=ax=? cm": INPUT ax: CLS
80 PRINT "KOLON (y_y)YONU UZUNLUĞU=ay=? cm": INPUT ay: CLS
90 PRINT "KOLON EKSENEL YUKU=Nk=? kg": INPUT Nk: CLS
12 PRINT "KOLON EKSENEL YUKUNDEN OLUSAN EGİLME MOMENTİ=Mk=? kgm": INPUT Mk: CLS

14 PRINT "KOLON YATAY YUKU=Hk=? kg": INPUT Hk: CLS
15 PRINT "TEMELDE KULLANILACAK DONATI CAPI=De=? mm": INPUT De: CLS
16 PRINT "TEMEL SEKİLİ=SEKİL=?": PRINT "": PRINT "'(TEMEL SEKİLİ TRAPEZ=SEKİL=1
17 PRINT "TEMEL SEKİLİ PLAK=SEKİL=2)'" : INPUT SEKİL: CLS
18 PRINT "ZİMBALAMA EMNİYET GERİLMESİ=Toze=? kg/cm2": INPUT Toze: CLS
19 PRINT "KAYMA EMNİYET GERİLMESİ=Toke=? kg/cm2": INPUT Toke: CLS
20 PRINT "TEMEL BOYUTLARI ORANI=ORAN=?": PRINT "": PRINT "'(TEMEL BOYUTLARI OR
21 PRINT "AN=ORAN=1)(İSTENEN bx/by TEMEL BOYUTLARI=ORAN=2)'" : INPUT ORAN: CLS
22 IF (SEKİL>1 AND SEKİL<2) THEN GO TO 100
23 IF ORAN<1 OR ORAN>2 THEN LET ORAN=1
24 IF (ORAN>1 AND ORAN<2) THEN GO TO 110
25 IF ORAN=2 THEN GO TO 320
26 LET ORAN=ax/ay
27 LET hom=0 : LET hok=0
28 LET h=30
29 LET Uz=((ax+h)+(ay+h))*2
30 LET Az=(ax+h)*(ay+h)
31 LET Gg=(SQR Nk)/3000
32 LET Nz=Nk-Az*(Gz-Gg)
33 LET Toz=3*Nz/(2*h*Uz)
34 IF Toze>=Toz THEN GO TO 230
35 IF Toze < Toz THEN LET h=h+5
36 GO TO 150
37 LET d=h+5
38 LET Ate=Nk/(Gz-Gg)
39 LET by=SQR (Ate/ORAN)
40 LET bx=ORAN*by
41 LET Mo=Mk+Hk*d
42 LET ek=Mo/(Nk+Gg*bx*by)
43 LET ec=bx/6
44 IF ec>=ek THEN GO TO 272
45 IF ec < ek THEN GO TO 284
46 LET G0=Nk/(bx*by)
47 LET G1=G0*(1+(6*ek/bx))
48 LET G2=G0*(1-(6*ek/bx))
49 IF G1<=(Gz-Gg) THEN GO TO 296
50 IF G1 > (Gz-Gg) THEN LET by=by+5
51 GO TO 260
52 LET c=(bx/2)-ek
53 LET bxt=3*c
54 LET G1=2*Nk/(bx*bxt): LET G2=0
55 IF G1<=(Gz-Gg) AND bxt>=(bx-ax)/2 THEN GO TO 308
56 IF G1 > (Gz-Gg) THEN LET by=by+5
57 GO TO 260
58 LET Gk=G1-((bx+ax)/(2*bx))*(G1-G2)
59 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1+Gk)/24
60 LET My=Nk*(by-ay)^2/(8*by)
61 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1+Gk)/4
62 LET Vy=Nk*(by-ay)/(2*by)
63 GO TO 340
64 LET Gk=(1-(bx-ax)/(6*c))*G1
65 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1+Gk)/24
66 LET My=3*c*G1*(by-ay)^2/16
67 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1+Gk)/4
68 LET Vy=3*c*G1*(by-ay)/4
69 GO TO 340

```



```

120 PRINT "ORAN=? ": INPUT ORAN : CLS
130 GO TO 130
140 LET kx=Gb/(Gb+(Ge/15))
150 LET k2=SQR (6/(0.001*Gb*kx*(3-kx)))
160 IF SEKIL=1 THEN LET Alfa=2.25
170 IF SEKIL=2 THEN LET Alfa=1.94
180 LET hxm=k2*SQR ((Alfa*Mx*0.001)/bx)
190 LET hym=k2*SQR ((Alfa*My*0.001)/by)
200 IF hxm>hym THEN LET hom=hxm
210 IF hxm < hym THEN LET hom=hym
220 IF h>hom THEN GO TO 440
230 IF h < hom THEN LET h=h+5
240 GO TO 150
250 IF SEKIL=1 THEN LET Gama=1.34
260 IF SEKIL=2 THEN LET Gama=0.97
270 LET kz=(3-kx)/3
280 LET hxk=Gama*Vx/(kz*Toke*bx)
290 LET hyk=Gama*Vy/(kz*Toke*by)
300 IF hxk>hyk THEN LET hok=hxk
310 IF hxk < hyk THEN LET hok=hyk
320 IF h>hok THEN GO TO 530
330 IF h < hok THEN LET h=h+5
340 GO TO 150
350 IF Mx>My THEN LET hy=h: LET hx=hy-0.1*D: LET t1=0.4: LET t2=0.6: LET t1x=
1*hx: LET t2x=t2*hx: LET t1y=t1*hy: LET t2y=t2*hy
360 IF Mx < My THEN LET hx=h: LET hy=hx-0.1*D: LET t1=0.4: LET t2=0.6: LET t1
t1*hx: LET t2x=t2*hx: LET t1y=t1*hy: LET t2y=t2*hy
370 LET k3=3/(0.001*Ge*(3-kx))
380 IF SEKIL=1 THEN LET Beta=1.11
390 IF SEKIL=2 THEN LET Beta=0.97
400 GO SUB 1000
410 LET Fex=Beta*k(1)*0.001*Mx/hx
420 LET Fey=Beta*k(2)*0.001*My/hy
430 PRINT "*****"
440 PRINT "*SONUCLAR*"
450 PRINT "*****"
460 PRINT "Gz=";Gz
470 PRINT "Gg=";Gg
480 PRINT "Gb=";Gb
490 PRINT "Ge=";Ge
500 PRINT "Ate=";Ate
510 PRINT "bx=";bx
520 PRINT "by=";by
530 PRINT "Mx=";Mx
540 PRINT "My=";My
550 PRINT "Vx=";Vx
560 PRINT "Vy=";Vy
570 PRINT "h=";h
580 PRINT "Fex=";Fex
590 PRINT "Fey=";Fey
600 PRINT "hxm=";hxm
610 PRINT "hym=";hym
620 PRINT "hom=";hom
630 PRINT "hxk=";hxk
640 PRINT "hyk=";hyk
650 PRINT "hok=";hok
660 PRINT "hx=";hx
670 PRINT "hy=";hy
680 IF SEKIL=1 THEN GO TO 920
690 FOR I=1 TO 2
700 PRINT "Gb(";I;")=";G(I)
710 NEXT I
720 IF SEKIL=1 THEN GO TO 920
730 STOP
740 PRINT "t1x=";t1x
750 PRINT "t2x=";t2x

```



```

930 PRINT "t2x=";t2x
940 PRINT "t1y=";t1y
950 PRINT "t2y=";t2y
960 STOP
970 DIM G(2): DIM k(2)
980 FOR I=1 TO 2
990 IF I=2 THEN GO TO 1025
1000 LET W=Mx: LET h=hy: LET b=by
1010 GO TO 1030
1020 LET W=My: LET h=hx: LET b=bx
1030 LET Mo=2*W/(b*h^2)
1040 LET Gb=1: LET k=0
1050 LET ni=Gc/Gb
1060 LET kx=1/(1+(ni/15))
1070 LET Gb=Mo/(kx*(1-(kx/3)))
1080 IF ABS (Gb-k)<=.1 THEN GO TO 1070
1090 LET k=Gb
1100 GO TO 1040
1110 LET K(1)=1000/(Gc*(1-(kx/3)))
1120 LET G(1)=Gb
1130 NEXT I
1140 RETURN
1150 IF SEKIL<1 OR SEKIL>2 THEN LET SEKIL=1
1160 IF (SEKIL=1 AND SEKIL=2) THEN GO TO 100
1170 IF ORAN<1 OR ORAN>2 THEN LET ORAN=1
1180 IF (ORAN=1 AND ORAN=2) THEN GO TO 120
1190 IF ORAN=2 THEN GO TO 330
1200 LET ORAN=hx/ay
1210 LET hok=0: LET hok=0
1220 LET h=40
1230 LET Lx=((ax+ni)+(ay-h))/2
1240 LET Ax=(ax+ni)+(ay-h)
1250 LET Gg=(Gc*(1-ni))/3000
1260 LET Hx=Hx-Ax*(Gg-Gc)
1270 LET Tor=384*(12*Hx)/(25*Hx)
1280 IF Tor>Tor THEN GO TO 250
1290 IF Tor<Tor THEN LET h=h+5
1300 GO TO 170
1310 LET At=(Hx/(Gg-Gc))
1320 LET d=h-5
1330 LET by=384*(At/ORAN)
1340 LET bx=384*(At/ORAN)
1350 LET Hx=Hx-At*(Gg-Gc)
1360 LET Hx=Hx/At
1370 IF Hx<0 THEN GO TO 280
1380 IF Hx>0 THEN GO TO 280
1390 LET Gg=Hx/(bx*by)
1400 LET G1=Gc*(1+(Gg/Gc)/bx)
1410 LET G2=Gc*(1-(Gg/Gc)/bx)
1420 IF G1<(Gg-Gc) THEN GO TO 290
1430 IF G1>(Gg-Gc) THEN LET by=by+5
1440 GO TO 270
1450 LET G1=Hx/(bx*by)
1460 LET G2=Hx/(bx*by)
1470 IF G1<(Gg-Gc) AND G2>(Gg-Gc) THEN GO TO 290
1480 IF G1>(Gg-Gc) THEN LET by=by+5
1490 GO TO 270
1500 LET G1=Hx/(bx*by)

```



```

10 REM PROGRAM"TEMELLER 5"
20 REM "EKSENEL KUVVET EGILME MOMENTİ VE YATAY KUVVET ETKİSİNDEKİ PLAK VE TRA
EZ TEKİL TEMELLERİN GERİLMELER YONTEMİNE GÖRE HESABI"
30 PRINT "ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ=Gz=? kg/cm2": INPUT Gz: CLS
40 PRINT "BETON EMNİYET GERİLMESİ=Gbe=? kg/cm2": INPUT Gbe: CLS
50 PRINT "ÇELİK EMNİYET GERİLMESİ=Ge=? kg/cm2": INPUT Ge: CLS
60 PRINT "KOLON (x_x)YONU UZUNLUĞU=ax=? cm": INPUT ax: CLS
70 PRINT "KOLON (y_y)YONU UZUNLUĞU=ay=? cm": INPUT ay: CLS
80 PRINT "KOLON EKSENEL YUKU=Nk=? kg": INPUT Nk: CLS
83 PRINT "KOLON EKSENEL YUKUNDEN OLUSAN EGILME MOMENTİ=Mk=? kgm": INPUT Mk: C
8
86 PRINT "KOLON YATAY YUKU=Hk=? kg": INPUT Hk: CLS
90 PRINT "TEMELDE KULLANILACAK DONATI CAPI=De=? mm": INPUT De: CLS
100 PRINT "TEMEL SEKLI=SEKIL=?": PRINT "": PRINT "'(TEMEL SEKLI TRAPEZ=SEKIL=
)(TEMEL SEKLI PLAK=SEKIL=2)'" : INPUT SEKIL: CLS
110 PRINT "ZİMBALAMA EMNİYET GERİLMESİ=Toze=?": INPUT Toze: CLS
115 PRINT "KAYMA EMNİYET GERİLMESİ=Toke=?": INPUT Toke: CLS
120 PRINT "TEMEL BOYUTLARI ORANI=ORAN=?": PRINT "": PRINT "'(TEMEL BOYUTLARI C
ANI=ORAN=1)(İSTENEN bx/by TEMEL BOYUTLARI=ORAN=2)'" : INPUT ORAN: CLS
122 IF SEKIL<1 OR SEKIL>2 THEN LET SEKIL =1
124 IF (SEKIL>1 AND SEKIL<2) THEN GO TO 100
126 IF ORAN<1 OR ORAN>2 THEN LET ORAN =1
128 IF (ORAN>1 AND ORAN<2) THEN GO TO 120
130 IF ORAN=2 THEN GO TO 330
140 LET ORAN=ax/ay
150 LET hom=0: LET hok=0
160 LET h=40
170 LET Uz=((ax+h)+(ay+h))*2
180 LET Az=(ax+h)*(ay+h)
190 LET Gg=(SQR Nk)/3000
200 LET Nz=Nk-Az*(Gz-Gg)
210 LET Toz=3*Nz/(2*h*Uz)
220 IF Toze>=Toz THEN GO TO 250
230 IF Toze < Toz THEN LET h=h+5
240 GO TO 170
250 LET Ate=Nk/(Gz-Gg)
255 LET d=h+5
260 LET by=SQR (Ate/ORAN)
270 LET bx=ORAN*by
274 LET Mo=Mk+Hk*d
276 LET ek=Mo/Nk
278 LET ec=bx/6
279 IF ec>=ek THEN GO TO 281
280 IF ec < ek THEN GO TO 287
281 LET Go=Nk/(bx*by)
282 LET G1=Go*(1+(d*ek)/bx)
283 LET G2=Go*(1-(d*ek)/bx)
284 IF G1<=(Gz-Gg) THEN GO TO 295
285 IF G1 > (Gz-Gg) THEN LET by=by+5
286 GO TO 270
287 LET c=(bx/2)-ek
288 LET bxt=3*c
289 LET G1=2*Nk/bx*bxt
290 IF G1<=(Gz-Gg) AND bxt>=(bx-ax)/2 THEN GO TO 302
292 IF G1 > (Gz-Gg) THEN LET by=by+5
293 GO TO 270
295 LET Gk=G1-((bx+ax)/(2*bx))*(G1-G2)

```



```

296 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1+Gk)/24
297 LET My=Nk*(by-ay)^2/(8*by)
298 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1+Gk)/4
299 LET Vy=Nk*(by-ay)/(2*by)
300 GO TO 350
302 LET Gk=(1-(bx-ax)/(2*bxt))*G1
304 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1+Gk)/2
306 LET My=G1*bxt*(by-ay)^2/16
308 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1+Gk)/4
310 LET Vy=G1*bxt*(by-ay)/4
315 GO TO 350
330 PRINT "ORAN=?": INPUT ORAN: CLS
340 GO TO 150
350 IF SEKIL=2 THEN GO TO 770
360 LET bxo=ax+10
370 LET bex=bxo/bx
380 LET kx=Gbe/(Gbe+(Ge/15))
390 LET kzx=1-kx*(1-(2.4*bex+(1-bex)*kx)/(3.6*bex+2*(1-bex)*kx))
400 LET khx=SQR (3.6/(Gbe*kx*kzx*(1.8*bex+(1-bex)*kx)))
410 LET kbx=(1.2*bex+2*kx*(1-bex))/1.2
420 LET hxm=khx*SQR (My/bx)
430 LET byo=ay+10
440 LET bey=byo/by
450 LET kzy=1-kx*(1-(2.4*bey+(1-bey)*kx)/(3.6*bey+2*(1-bey)*kx))
460 LET khy=SQR (3.6/(Gbe*kx*kzy*(1.8*bey+(1-bey)*kx)))
470 LET kby=(1.2*bey+2*kx*(1-bey))/1.2
480 LET hym=khy*SQR (Mx/by)
490 IF hxm>hym THEN LET hom=hxm
500 IF hxm<hym THEN LET hom=hym
510 IF h>hom THEN GO TO 540
520 IF h<hom THEN LET h=h+5
530 GO TO 170
540 IF Mx>My THEN LET hy=h: LET hx=hy-0.1*De
550 IF Mx<My THEN LET hx=h: LET hy=hx-0.1*De
560 LET t1x=0.4*hx
570 LET t2x=0.6*hx
580 LET zx=kzx*hx
590 LET Fey=My/(Ge*zx)
600 LET t1y=0.4*hy
610 LET t2y=0.6*hy
620 LET zy=kzy*hy
630 LET Fex=Mx/(Ge*zy)
640 LET tx=2*t2x/(bx-bxo)
650 LET Vyt=Vy-My*tx/hx
660 LET bxt=kbx*bx
670 LET hxk=Vyt/(Toke*bxt*kzx)
680 LET ty=2*t2y/(by-byo)
690 LET Vxt=Vx-Mx*ty/hy
700 LET byt=kby*by
710 LET hyk=Vxt/(Toke*byt*kzy)
720 IF hxk>hyk THEN LET hok=hxk
730 IF hxk<hyk THEN LET hok=hyk
740 IF h>hok THEN GO TO 1003
750 IF h<hok THEN LET h=h+5
760 GO TO 170
770 LET kx=Gbe/(Gbe+(Ge/15))
780 LET kz=1-(kx/3)
790 LET kh=10*SQR (2/(Gbe*kx*kz))
800 LET hxm=kh*SQR (0.01*My/bx)
810 LET hym=kh*SQR (0.01*Mx/by)
820 IF hxm>hym THEN LET hom=hxm
830 IF hxm<hym THEN LET hom=hym
840 IF h>hom THEN GO TO 870
850 IF h<hom THEN LET h=h+5
860 GO TO 170
870 LET hxk=Vx/(bx*kz*Toke)

```



```

880 LET hyk=Vx/(by*kz*Toke)
890 IF hxx>=hyk THEN LET hok=hxx
900 IF hxx < hyk THEN LET hok=hyk
910 IF h>=hok THEN GO TO 940
920 IF h < hok THEN LET h=h+5
930 GO TO 170
940 IF Mx>=My THEN LET hy=h: LET hx=hy-0.1*De
950 IF Mx < My THEN LET hx=h: LET hy=hx-0.1*De
955 GO SUB 2000
960 LET Fex=Mx/(Ge*k(1)*hy)
970 LET Fey=My/(Ge*k(2)*hx)
1003 PRINT "*****"
1006 PRINT "*SONUCLAR*"
1009 PRINT "*****"
1010 PRINT "Gz=";Gz
1020 PRINT "Gg=";Gg
1030 PRINT "Gbe=";Gbe
1040 PRINT "Ge=";Ge
1043 PRINT "Go=";Go
1046 PRINT "G1=";G1
1049 PRINT "G2=";G2
1050 PRINT "Ate=";Ate
1060 PRINT "bx=";bx
1070 PRINT "by=";by
1080 PRINT "Mx=";Mx
1090 PRINT "My=";My
1100 PRINT "Vx=";Vx
1110 PRINT "Vy=";Vy
1120 PRINT "h=";h
1130 PRINT "Fex=";Fex
1140 PRINT "Fey=";Fey
1150 PRINT "hxm=";hxm
1160 PRINT "hym=";hym
1170 PRINT "hom=";hom
1180 PRINT "hxx=";hxx
1190 PRINT "hyk=";hyk
1200 PRINT "hok=";hok
1201 PRINT "hx=";hx
1203 PRINT "hy=";hy
1205 IF SEKIL =1 THEN GO TO 1230
1206 FOR I=1 TO 2
1207 PRINT "Gb(",I;")=";G(I)
1208 NEXT I
1210 IF SEKIL =1 THEN GO TO 1230
1220 STOP
1230 PRINT "t1x=";t1x
1240 PRINT "t2x=";t2x
1250 PRINT "t1y=";t1y
1260 PRINT "t2y=";t2y
1270 STOP
2000 DIM G(2): DIM k(2)
2005 FOR I=1 TO 2
2010 IF I=2 THEN GO TO 2025
2015 LET W=Mx: LET h=hy: LET b=by
2020 GO TO 2030
2025 LET W=My: LET h=hx: LET b=bx
2030 LET Mo=2*W/(b*h^2)
2035 LET Gb=1: LET k=0
2040 LET ni=Ge/Gb
2045 LET kx=1/(1+(ni/15))
2050 LET Gb=Mo/(kx*(1-(kx/3)))
2055 IF ABS (Gb-k)<=.1 THEN GO TO 2070
2060 LET k=Gb
2065 GO TO 2040
2070 LET K(I)=(1-(kx/3))
2075 LET G(I)=Gb
2080 NEXT I
2090 RETURN

```



```

10 REM PROGRAM "TEMELLER 6"
20 REM "EKSENEL KUVVET EGILME MOMENTİ VE YATAY KUVVET ETKİSİNDEKİ PLAK TEMELLERİN TASIMA GÜCÜNE GÖRE HESABI"
30 PRINT "ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ=Gz=? kg/cm2": INPUT Gz: CLS
40 PRINT "BETON KAREKTERİSTİK BASINÇ MUKAVEMETİ=fck=? kg/cm2": INPUT fck: CLS
50 PRINT "ÇELİK KAREKTERİSTİK AKMA MUKAVEMETİ=fyk=? kg/cm2": INPUT fyk: CLS
60 PRINT "KOLON(x-x)YONU UZUNLUĞU=ax=? cm": INPUT ax: CLS
70 PRINT "KOLON(y-y)YONU UZUNLUĞU=ay=? cm": INPUT ay: CLS
80 PRINT "KOLONA GELEN SABİT YÜK=Ng=? kg": INPUT Ng: CLS
90 PRINT "KOLONA GELEN HAREKETLİ YÜK=Nq=? kg": INPUT Nq: CLS
92 PRINT "KOLONA GELEN SABİT YÜKTEN OLUŞAN MOMENT=Mg=? kgcm": INPUT Mg: CLS
94 PRINT "KOLONA GELEN HAREKETLİ YÜKTEN OLUŞAN MOMENT=Mq=? kgcm": INPUT Mq: CLS
96 PRINT "KOLONA GELEN SABİT YÜKTEN OLUŞAN YATAY KUVVET=Hg=? kg": INPUT Hg: CLS
98 PRINT "KOLONA GELEN HAREKETLİ YÜKTEN OLUŞAN YATAY KUVVET=q=? kg": INPUT H: CLS
100 PRINT "TEMELDE KULLANILACAK DONATI CAPI=De=? mm": INPUT De: CLS
110 PRINT "TEMEL BOYUTLARI ORANI=ORAN=?": PRINT "": PRINT ""(KOLON BOYUTLARI ORANI=ORAN=1)(İSTENİLEN TEMEL bx/by ORANI=ORAN=2)"": INPUT ORAN: CLS
115 PRINT "İSTENİLEN KÖNÜM=KONO=?": PRINT "": PRINT ""(DENGELİ KÖNÜM=1)(DUKTİL KÖNÜM=2)"": INPUT KONO: CLS
120 IF ORAN =2 THEN GO TO 335
125 LET ORAN=ax/ay
130 LET Ni=1*Ng+1*Nq
133 LET Mi=1*Mg+1*Mq
136 LET Hi=1*Hg+1*Hq
140 LET Nd=1.4*Ng+1.6*Nq
143 LET Md=1.4*Mg+1.6*Mq
146 LET Hd=1.4*Hg+1.6*Hq
150 LET fctk=1.1*SQR fck
160 LET fcd=fck/1.5
170 LET fctd=fctk/1.5
180 LET fyd=fyk/1.15
200 LET d=40
210 LET Up=((ax+d)+(ay+d))*2
220 LET Fa=(ax+d)*(ay+d)
240 LET Gg=(SQR Ni)/3000
250 LET Ate=Ni/(Gz-Gg)
260 LET by=SQR (Ate/ORAN)
270 LET bx=ORAN*by
275 LET Ngt=Gg*bx*by
280 LET h=d+5
281 LET Mo=Mi+Hi*h
282 LET eo=Mo/(Ni+Ngt)
283 LET ec=bx/6
284 IF ec>=eo THEN GO TO 286
285 IF ec<eo THEN GO TO 292
286 LET Go=Ni/(bx*by)
287 LET G1i=Go*(1+(6*eo)/bx)
288 LET G2i=Go*(1-(6*eo)/bx)
289 IF G1i<=(Gz-Gg) THEN GO TO 298
290 IF G1i>(Gz-Gg) THEN LET by=by+5
291 GO TO 270
292 LET c=(bx/2)-eo
293 LET bxc=3*c
294 LET G1i=(2*Ni)/(bx*by)
295 IF G1i<=(Gz-Gg) AND bxc>=(bx-ax)/2 THEN GO TO 321
296 IF G1i>(Gz-Gg) THEN LET hv=hv+5

```



```

7 GO TO 270
3 LET eod=(Md+Hd*h)/Nd
7 LET G1d=(Nd/(bx*by))*(1+(6*eod)/bx)
0 LET G2d=(Nd/(bx*by))*(1-(6*eod)/bx)
1 LET Gkd=G1d-((G1d-G2d)*((bx-ax)/2)/bx)
2 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1d+Gkd)/24
5 LET My=Nd*(by-ay)^2/(8*by)
4 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1d+Gkd)/4
5 LET Vy=Nd*(by-ay)/(by*2)
5 LET ey=0
7 LET e=1.5*(eod+ey)/(SQR ((ax+d)*(ay+d)))
3 LET ga=1/(1+e)
7 LET Vpr=ga*fctd*Up*d
1 IF Vx>Vy THEN LET Vpd=Vx
2 IF Vx < Vy THEN LET Vpd=Vy
0 GO TO 350
1 LET eod=(Md+Hd*h)/Nd
2 LET c=(bx/2)-eod
3 LET bxc=3*c
4 LET G1d=2*Nd/(bx*bxd)
5 LET Gkd=(1-(bx-ax)/(2*bxc))*G1d
6 LET Mx=by*(bx-ax)^2*(2*G1d+Gkd)/24
7 LET My=bxc*G1d*(by-ay)^2/16
8 LET Vx=by*(bx-ax)*(G1d+Gkd)/4
9 LET Vy=bxc*G1d*(by-ay)/4
0 GO TO 306
5 PRINT "ORAN=?": INPUT ORAN: CLS
0 GO TO 130
0 IF Vpr>Vpd THEN GO TO 380
0 IF Vpr < Vpd THEN LET d=d+5
0 GO TO 210
0 LET drx=Vy/(0.65*fctd*bx)
0 LET dry=Vx/(0.65*fctd*by)
0 IF drx>dry THEN LET dcr=drx
0 IF drx < dry THEN LET dcr=dry
0 IF d>dcr THEN GO TO 450
0 IF d < dcr THEN LET d=d+5
0 GO TO 210
0 IF Mx>My THEN LET dy=d: LET dx=dy-0.1*De
0 IF Mx < My THEN LET dx=d: LET dy=dx-0.1*De
0 LET M=Mx: LET d=dy: LET b=by
0 GO TO 500
0 LET M=My-1: LET d=dx: LET b=bx
0 LET E=2E+6
0 LET EPSY=fyd/E
0 LET EPCU=0.003
0 IF fck<=250 THEN GO TO 560
0 LET k1=0.85-0.006*(fck-250)
0 GO TO 570
0 LET k1=0.85
0 LET kxb=EPCU/(EPCU+EPSY)
0 LET kxma=0.85*kxb
0 LET kxmi=12/(0.85*k1*fcd)
0 IF KONO<1 OR KONO>2 THEN LET KONO=2
0 IF (KONO>1 AND KONO<2) THEN GO TO 115
0 IF fyk>=420 THEN GO TO 650
0 LET roba=0.0025
0 GO TO 660
0 LET roba=0.0015
0 LET kar=100*M/(0.425*fcd*b)
0 LET dd=(10*d)^2
0 IF kar < dd THEN GO TO 710
0 LET d=d+5
0 GO TO 210
0 LET a=10*d-SQR (dd-kar)
0 LET kx=a/(k1*10*d)

```



```

730 IF kx>=kxmi THEN GO TO 790
740 LET Ma=1.3*M
750 LET kar=1.3*kar
760 IF kar>=dd THEN GO TO 690
780 GO TO 920
790 IF KONO=1 THEN GO TO 810
800 IF KONO=2 THEN GO TO 840
810 PRINT "DENGELI DONATILMIS": IF kx<=kxb THEN GO TO 870
820 LET kxb=kx
830 GO TO 870
840 PRINT "DUKTIL DONATILMIS": IF kx<=kxma THEN GO TO 870
850 LET kxma=kx
870 IF Mx=M THEN GO TO 900
880 IF Mx=M THEN GO TO 490
890 IF Mx<M OR Mx>M THEN GO TO 1040
900 LET Fex=M/(fyd*(d-0.05*a))
910 GO TO 880
920 LET a=10*d-SQR (dd-kar)
930 LET As=Ma/(fyd*(d-0.05*a))
940 LET Asmin=(12*b*d)/(fyd*10)
950 IF As<=Asmin THEN GO TO 970
960 IF As > Asmin THEN GO TO 1005
970 IF Mx=M THEN GO TO 990
980 IF Mx<M OR Mx>M THEN GO TO 1060
990 LET Fex=Ma/(fyd*(d-0.05*a))
1000 GO TO 880
1005 IF Mx<M OR Mx>M THEN GO TO 1080
1010 LET Fex=As
1020 IF Mx=M THEN GO TO 490
1030 IF Mx<M OR Mx>M THEN GO TO 1080
1040 LET Fey=M/(fyd*(d-0.05*a))
1050 GO TO 1090
1060 LET Fey=Ma/(fyd*(d-0.05*a))
1070 GO TO 1090
1080 LET Fey=As
1090 IF Mx>=My THEN LET dy=d+0.1*De: LET dx=dy-0.1*De
1092 IF Mx < My THEN LET dx=d+0.1*De: LET dy=dx-0.1*De
1093 IF dx>=dy THEN LET d=dx
1094 IF dx < dy THEN LET d=dy
1095 PRINT "*****"
1100 PRINT "*SONUCLAR*"
1110 PRINT "*****"
1120 PRINT "Gz=";Gz
1130 PRINT "Gg=";Gg
1140 PRINT "fck=";fck
1150 PRINT "fyk=";fyk
1160 PRINT "Ni=";Ni
1170 PRINT "Nd=";Nd
1180 PRINT "d=";d
1190 PRINT "Ate=";Ate
1200 PRINT "bx=";bx
1210 PRINT "by=";by
1220 PRINT "Mx=";Mx
1230 PRINT "My=";My
1240 PRINT "Vx=";Vx
1250 PRINT "Vy=";Vy
1260 PRINT "Fex=";Fex
1270 PRINT "Fey=";Fey
1280 PRINT "drx=";drx
1290 PRINT "dry=";dry
1300 PRINT "dcr=";dcr
1303 PRINT "dx=";dx
1306 PRINT "dy=";dy
1310 PRINT "G11=";G11
1320 PRINT "G1d=";G1d
1330 PRINT "G21=";G21
1340 PRINT "G2d=";G2d
1345 PRINT "Gkd=";Gkd
1350 STOP

```



```

10 REM PROGRAM"7"
15 REM PROGRAM "q*1^2/12 YONTEMINE GORE SUREKLI TEMEL HESABI"
20 INPUT "ACIKLIK SAYISI=N=";N
28 INPUT "ETRIYE CAPI=De=cm=";De
30 INPUT "BETON SINIFI=BS=kg/cm2=";BS
32 INPUT "ZEMIN EMNIYET GERILMESI=Gz=kg/cm2=";Gz
34 INPUT "BETON EMNIYET GERILMESI=Gb=kg/cm2=";Gb
36 INPUT "CELIK EMNIYET GERILMESI=Ge=kg/cm2=";Ge
38 INPUT "TEMEL YUKSEKLIGI=ht=m";ht
40 DIM N(N+1); DIM W(N+1); DIM L(N+2); DIM Q(N+1)
50 FOR I=1 TO (N+1)
60 INPUT ("(";I;".KOLON YUKU=N(";I;")=");N(I)
70 NEXT I
120 INPUT "KONSOL DURUMU=KD= "; INPUT "': INPUT "' (HER IKI YANDA KONSOL VARSA=
0=1) (SOL YANDA KONSOL VARSA=KD=2) (SAG YANDA KONSOL VARSA=KD=3) (KONSOL YOKSA=KD=
)'";KD
170 FOR I=1 TO (N+2)
180 INPUT ("(";I;".ACIKLIK BOYU=L(";I;")=");L(I)
190 NEXT I
200 INPUT "VERILERDE HATA VAR MI=KO="; INPUT "': INPUT "' (HATA VARSA=KO=2) (HAT
YOKSA=KO=1)";KO
210 IF KO=2 THEN GO TO 30
213 REM HESAP YUKLERININ HESABI
230 FOR I=1 TO 1
235 IF KD=3 OR KD=4 THEN LET L(I)=0
240 LET Q(I)=N(I)/(L(I)+(L(I+1)/2))
250 NEXT I
255 IF N=1 THEN GO TO 290
260 FOR J=2 TO N
270 LET Q(J)=N(J)*2/(L(J)+L(J+1))
280 NEXT J
290 FOR Z=N+1 TO N+1
295 IF KD=2 OR KD=4 THEN LET L(Z+1)=0
300 LET Q(Z)=N(Z)/((L(Z)/2)+L(Z+1))
310 NEXT Z
313 REM HESAP YUKLERININ HESABI
315 DIM P(N)
320 FOR I=1 TO N
330 LET P(I)=(Q(I)+Q(I+1))/2
340 NEXT I
343 REM ACIKLIK MOMENTI VE KESME KUVVETI HESABI
345 DIM M(N+2); DIM V(N+2)
350 FOR K=1 TO 1
360 LET M(K)=Q(K)*L(K)^2/2; LET V(K)=Q(K)*L(K)
370 NEXT K
380 FOR I=2 TO N+1
390 LET M(I)=P(I-1)*L(I)^2/12; LET V(I)=P(I-1)*L(I)/2
400 NEXT I
410 FOR J=N+2 TO N+2
420 LET M(J)=Q(J-1)*L(J)^2/2; LET V(J)=Q(J-1)*L(J)
430 NEXT J
433 REM MESNET MOMENTI HESABI
435 DIM X(N+1)
440 FOR I=1 TO N+1

```



```

60 IF M(I) >= M(I+1) THEN LET X(I)=M(I)
60 IF M(I) < M(I+1) THEN LET X(I)=M(I+1)
70 NEXT I
71 REM Pmax, Vmax, Mmax HESABI
72 LET Pmax=0
73 FOR I=1 TO N
74 IF Pmax <= P(I) THEN LET Pmax=P(I)
75 NEXT I
76 FOR I=1 TO N+1
77 IF Pmax <= Q(I) THEN LET Pmax=Q(I)
78 NEXT I
79 LET Vmax=0
80 FOR I=1 TO N+2
81 IF Vmax <= V(I) THEN LET Vmax=V(I)
82 NEXT I
83 LET Mmax=0
84 FOR I=1 TO N+2
85 IF Mmax <= M(I) THEN LET Mmax=M(I)
86 NEXT I
87 IF BS=160 THEN LET Toke=6 : LET Toma=16
88 IF BS=225 THEN LET Toke=7 : LET Toma=18
89 IF BS=300 THEN LET Toke=8 : LET Toma=20
90 REM TEMEL TABAN BOYUTLANDIRMASI
91 LET R=0
92 FOR I=1 TO N+1
93 LET R=R+N(I)
94 NEXT I
95 LET L=0
96 FOR I=1 TO N+2
97 LET L=L+L(I)
98 NEXT I
99 LET b=INT (SQR (Vmax*1000/(3*Toke)))
100 LET h=INT (1.5*b)
101 LET kx= Gb/(Gb+(Ge/15))
102 LET kz=1-(kx/3)
103 LET m=Ge/Gb
104 LET khem=SQR (2*m/(Ge*.001*kx*kz))
105 LET kh=h*SQR ((b*0.01)/Mmax)
106 IF kh >= khem THEN GO TO 750
107 IF kh < khem THEN LET b=b+20
108 GO TO 650
109 LET Gg=0.21*ht
110 LET bw1=INT (R*1000/(L*100*(Gz-Gg)))
111 LET bw2=INT ((Pmax*10)/(Gz-Gg))
112 IF bw1 >= bw2 THEN LET bw=bw1
113 IF bw1 < bw2 THEN LET bw=bw2
114 LET lp=INT ((bw-b)/2)
115 LET d=h+5
116 GO SUB 1230
117 REM ACIKLIK DONATISI HESABI
118 DIM F(N+1): DIM A(N+1): DIM D(N+1): DIM R(N+1)
119 FOR I=2 TO N+1
120 LET F(I)=Y(I-1)*M(I)*100/h
121 IF Ge=1400 THEN LET Femin=.0025*b*d
122 IF Ge=2200 THEN LET Femin=.0015*b*d
123 IF F(I) >= Femin THEN LET F(I)=F(I)
124 IF F(I) < Femin THEN LET F(I)=Femin
125 LET D(I)=F(I)*0.4
126 LET A(I)=F(I)*0.6
127 LET R(I)=F(I)*0.25
128 NEXT I
129 REM MESNET DONATISI HESABI
130 DIM J(N+1)
131 FOR I=1 TO N+1
132 LET J(I)=Y(I+N)*X(I)*100/h
133 NEXT I

```



```

883 REM MESNET ILAVE DONATISI HESABI
885 DIM I(N+1)
890 FOR I=1 TO 1
900 LET I(I)=J(I)-A(I+1)-R(I+1)
905 IF I(I)<=0 THEN LET I(I)=0
906 IF I(I) > 0 THEN LET I(I)=I(I)
910 NEXT I
915 IF N=1 THEN GO TO 950
920 FOR J=2 TO N
930 LET I(J)=J(J)-A(J)-R(J)-R(J+1)
935 IF I(J)<=0 THEN LET I(J)=0
936 IF I(J) > 0 THEN LET I(J)=I(J)
940 NEXT J
950 FOR K=N+1 TO N+1
960 LET I(K)=J(K)-A(K)-R(K)
965 IF I(K)<=0 THEN LET I(K)=0
966 IF I(K) > 0 THEN LET I(K)=I(K)
970 NEXT K
980 REM KAYMA DONATISI HESABI
990 DIM S(N+1): DIM H(N+1): DIM K(N+1): DIM E(N+1): DIM T(N+1): DIM Z(N+1)
1000 FOR I=2 TO N+1
1010 LET T(I)=V(I)*1000/(0.9*b*h)
1020 IF T(I)>=Toke AND T(I)<Toma THEN GO TO 1040
1022 IF T(I) < Toke THEN LET Z(I)=20
1034 LET Feg=25*b*Toke/Ge
1036 LET Fem=2*5*PI*De^2/4
1037 IF Feg<=Fem THEN GO TO 1110
1038 IF Feg > Fem THEN LET De=De+.2
1039 GO TO 1036
1040 LET S(I)=.5*1000*V(I)*L(I)*.5
1050 LET H(I)=S(I)/(h*.01*.9)
1060 LET K(I)=H(I)/Ge
1070 LET E(I)=INT (4*(K(I)- 1.41*A(I))/(3.14*De^2))
1080 LET Z(I)=INT (L(I)*100/E(I))
1090 IF Z(I)>=20 THEN LET Z(I)=20
1100 IF Z(I) < 20 THEN LET Z(I)=Z(I)
1110 NEXT I
1115 REM TEMEL PABICU HESABI
1120 LET Gzp=(Gz-Gg)*10
1125 LET pp=Pmax/(bw*.01)
1130 LET hp=INT (1p*.4)
1140 IF hp>=25 THEN LET hp=hp
1150 IF hp < 25 THEN LET hp=25
1160 LET Mp=(pp*(1p*.01)^2)/2: LET Vp=pp*1p*.01: LET dp=hp+5
1170 LET khp=hp*SQR (100/(100*Mp))
1180 IF khp>=khem THEN GO TO 1200
1190 IF khp < khem THEN LET hp=hp+5
1192 GO TO 1150
1200 GO SUB 1450
1202 LET Fep=Mp*100*kep/hp
1205 LET T=Vp*1000/(.9*100*hp)
1210 GO TO 1500
1230 DIM Y(2*N+1): DIM G(2*N+1)
1240 FOR I=1 TO 2*N+1
1260 IF I>N THEN GO TO 1280
1270 LET S=M(I+1)
1275 GO TO 1300
1280 LET S=X(I-N)
1290 GO TO 1300
1300 LET Mo=200000*S/(b*h^2)
1310 LET Gb=1: LET V=0
1320 LET n1=Ge/Gb
1330 LET kx=1/(1+(n1/15))
1340 LET Gb= Mo/(kx*(1-(kx/3)))
1350 IF ABS (Gb-V)<=.1 THEN GO TO 1380
1360 LET V=Gb

```



```

1370 GO TO 1320
1380 LET Y(I)=1000/(Ge*(1-(kx/3)))
1385 LET G(I)=Gb
1390 NEXT I
1400 RETURN
1450 LET Mo=(Mp*200000)/(100*hp^2)
1455 LET Gbp=1: LET V=0
1457 LET n1=Ge/Gbp: LET kx=1/(1+(n1/15))
1460 LET Gbp=Mo/(kx*(1-(kx/3)))
1465 IF ABS (Gbp-V)<=0.1 THEN GO TO 1475
1468 LET V=Gbp
1470 GO TO 1457
1475 LET kep=1000/(Ge*(1-(kx/3)))
1480 RETURN
1500 PRINT "*****"
1510 PRINT "*SONUCLAR*"
1520 PRINT "*****"
1530 FOR I=1 TO N+1
1540 PRINT "q(";I;")= ";Q(I)
1560 NEXT I
1565 PRINT "TABAN GERILMELERI"
1570 FOR I=1 TO N
1580 PRINT "p(";I;")= ";P(I)
1590 NEXT I
1595 PRINT "ACIKLIK MOMENTLERI"
1600 FOR I=1 TO N+2
1610 PRINT "M(";I;")= ";M(I)
1620 NEXT I
1625 PRINT "MESNET MOMENTLERI"
1630 FOR I=1 TO N+1
1640 PRINT "X(";I;")= ";-X(I)
1650 NEXT I
1655 PRINT "KESME KUVVETLERI"
1660 FOR I=1 TO N+2
1670 PRINT "V(";I;")= ";V(I)
1680 NEXT I
1685 PRINT "ACIKLIK DONATISI"
1690 FOR I=2 TO N+1
1700 PRINT "Fe(";I;")= ";F(I)
1710 NEXT I
1715 PRINT "PILYE DONATISI"
1720 FOR I=2 TO N+1
1730 PRINT "Fep(";I;")= ";A(I)
1740 NEXT I
1745 PRINT "DUZ DONATI"
1750 FOR I=2 TO N+1
1760 PRINT "Fed(";I;")= ";D(I)
1770 NEXT I
1771 PRINT "MESNET DONATISI"
1772 FOR I=1 TO N+1
1774 PRINT "Fx(";I;")= ";I(I)
1776 NEXT I
1778 PRINT "KAYMA KONTROLU"
1780 FOR I=2 TO N+1
1790 PRINT "To(";I;")= ";T(I)
1800 NEXT I
1805 PRINT "KAYMA DONATISI HESABI"
1810 FOR I=2 TO N+1
1820 PRINT "S(";I;")= ";S(I)
1830 NEXT I
1840 FOR I=2 TO N+1
1850 PRINT "H(";I;")= ";H(I)
1860 NEXT I
1870 FOR I=2 TO N+1
1880 PRINT "Ask(";I;")= ";K(I)
1890 NEXT I

```



```

1875 PRINT "ETRIYE SAYISI"
1900 FOR I=2 TO N+1
1910 PRINT "Es(";I;")= ";E(I)
1920 NEXT I
1925 PRINT "ETRIYE ARALIGI"
1930 FOR I=2 TO N+1
1940 PRINT "S(";I;")= ";Z(I)
1950 NEXT I
1955 PRINT "Max KESIT TESIRLERI"
2000 PRINT "Pmax=";Pmax
2010 PRINT "Vmax=";Vmax
2020 PRINT "Mmax=";Mmax
2025 PRINT "PABUC HESABI"
2030 PRINT "Mp=";Mp
2040 PRINT "Vp=";Vp
2050 PRINT "Fep=";Fep
2060 PRINT "kep=";kep
2070 PRINT "Gbp=";Gbp
2075 PRINT "T=";T
2080 PRINT "bw=";bw
2100 PRINT "hp=";hp
2120 PRINT "b=";b
2125 PRINT "h=";h
2130 PRINT "lp=";lp
2150 PRINT "dp=";dp
2160 PRINT "GERILMELER"
2170 FOR I=1 TO 2*N+1
2180 PRINT "Gb(";I;")= ";G(I)
2190 NEXT I

```



```

10 REM PROGRAM"8"
15 REM PROGRAM "DENGELEMMIS YUK ETKI ALANLARI YONTEMINE GORE SUREKLI TEMEL
HESABI"
20 INPUT "ACIKLIK SAYISI=N=";N
28 INPUT "ETRIYE CAPI=De=cm=";De
30 INPUT "BETON SINIFI=BS=kg/cm2=";BS
32 INPUT "ZEMIN EMNIYET GERILMESI=Gz=kg/cm2=";Gz
34 INPUT "BETON EMNIYET GERILMESI=Gb=kg/cm2=";Gb
36 INPUT "CELİK EMNIYET GERILMESI=Gc=kg/cm2=";Gc
38 INPUT "TEMEL YUKSEKLİĞİ=ht=m";ht
40 DIM N(N+1); DIM W(N+1); DIM L(N+2); DIM Q(N+1)
50 FOR I=1 TO (N+1)
60 INPUT ("";I;".KOLON YUKU=N(";I;")=");N(I)
70 NEXT I
80 FOR I=1 TO (N+1)
90 INPUT ("";I;".KOLON MOMENTİ=W(";I;")=");W(I)
100 NEXT I
120 INPUT "KONSOL DURUMU=KD= ": INPUT ""; INPUT "" (HER İKİ YANDA KONSOL VARSA
(KD=1) (SOL YANDA KONSOL VARSA=KD=2) (SAĞ YANDA KONSOL VARSA=KD=3) (KONSOL YOKSA=KD=
4) "";KD
170 FOR I=1 TO (N+2)
180 INPUT ("";I;".ACIKLIK BOYU=L(";I;")=");L(I)
190 NEXT I
200 INPUT "VERİLERDE HATA VAR MI=KO="; INPUT ""; INPUT "" (HATA VARSA=KO=2) (HATA
YOKSA=KO=1) "";KO
210 IF KO=2 THEN GO TO 20
213 REM HESAP YUKLERİNİN HESABI
230 FOR I=1 TO 1
235 IF KD=3 OR KD=4 THEN LET L(1)=0
240 LET Q(I)=N(I)/(L(I)+(L(I+1)/2))
250 NEXT I
255 IF N=1 THEN GO TO 290
260 FOR J=2 TO N
270 LET Q(J)=N(J)*2/(L(J)+L(J+1))
280 NEXT J
290 FOR Z=N+1 TO N+1
295 IF KD=2 OR KD=4 THEN LET L(N+2)=0
300 LET Q(Z)=N(Z)/((L(Z)/2)+L(Z+1))
310 NEXT Z
313 REM HESAP YUKLERİNİN HESABI
315 DIM P(N)
320 FOR I=1 TO N
330 LET P(I)=(Q(I)+Q(I+1))/2
340 NEXT I
345 REM "xr DEĞERİNİN HESABI
350 LET TOL=0; LET TON=0; LET TOX=0; LET TOP=0; LET R=0; LET TOG =0; LET TOM=0
LET TLM=0
355 DIM U(N+1)
360 FOR I=1 TO N+1
365 LET TOL=TOL+L(I)
370 LET U(I)=TOL
375 NEXT I
385 FOR I=1 TO N+1
390 LET TON=TON+N(I)*U(I)
395 NEXT I
400 FOR I=1 TO N+1
405 LET R=R+N(I)
410 NEXT I
415 LET xr=TON/R
420 REM "xv DEĞERİNİN HESABI
425 DIM E(N+2)
430 FOR I=1 TO 1

```



```

435 LET TOX=TOX+L(I)/2
440 LET E(I)=TOX
445 NEXT I
450 FOR J=2 TO N+2
455 LET TOX=TOX+(L(J-1)/2)+(L(J)/2)
460 LET E(J)=TOX
465 NEXT J
470 DIM C(N+2)
475 FOR I=1 TO 1
480 LET TOG=TOG+Q(I)*L(I)*E(I)
490 NEXT I
495 FOR J=2 TO N+1
500 LET TOG=TOG+P(J-1)*L(J)*E(J)
510 NEXT J
515 FOR K=N+2 TO N+2
520 LET TOG=TOG+Q(K-1)*L(K)*E(K)
530 NEXT K
535 LET xv=TOG/R
545 FOR I=1 TO N+1
550 LET TOM=TOM+W(I)
555 NEXT I
560 LET Dm=R*(xr-xv)+TOM
570 FOR I=2 TO 2
575 LET TLM=TLM+L(I)/2
580 NEXT I
585 FOR J=3 TO N
590 LET TLM=TLM+L(J)
595 NEXT J
600 FOR K=N+1 TO N+1
605 LET TLM=TLM+L(K)/2
610 NEXT K
615 REM "EK TABAN BASICLARININ HESABI"
620 LET De1=-(Dm/(L(2)*TLM))
625 LET De2=-(L(2)*De1/L(N+1))
630 LET P(1)=P(1)+De1
635 LET P(N)=P(N)+De2
640 REM "KESME KUVVETLERININ HESABI"
650 DIM V(2*N+2): DIM K(N)
655 FOR I=1 TO 1
660 LET V(I)=L(I)*Q(I)
665 NEXT I
670 FOR J=2 TO 2*N STEP 2
675 LET V(J)=V(J-1)-N(J/2)
680 LET V(J+1)=V(J)+P((J-1)/2)*L((J+1)/2)
683 IF ABS V(J)>ABS V(J+1) THEN LET K(J/2)=ABS V(J)
684 IF ABS V(J)<ABS V(J+1) THEN LET K(J/2)=ABS V(J+1)
685 NEXT J
690 FOR K=2*N+2 TO 2*N+2
695 LET V(K)=V(K-1)-N(K/2)
700 NEXT K
710 DIM Z(2*N)
715 FOR I=1 TO (2*N-1) STEP 2
720 LET Z(I)=ABS (V(I+1)/P((I+1)/2))
725 NEXT I
730 FOR J=2 TO 2*N STEP 2
735 LET Z(J)=L((J+2)/2)-Z(J-1)
740 NEXT J
750 DIM M(3*N+2): DIM B(N): DIM X(N+1)
755 FOR I=1 TO 2
760 IF I=2 THEN GO TO 775
765 LET M(I)=V(I)*L(I)/2
770 IF I=1 THEN NEXT I
775 LET M(I)=M(I-1)+W(I-1)
776 IF ABS M(I-1)>ABS M(I) THEN LET X(I-1)=ABS M(I-1)
778 IF ABS M(I-1)<ABS M(I) THEN LET X(I-1)=ABS M(I)
784 NEXT I
785 FOR J=3 TO 3*N STEP 3
790 LET M(J)=M(J-1)+V(J-(J/3))*Z((2*J/3)-1)/2

```



```

793 IF KD=2 AND J=(3*N) THEN GO TO 801
795 LET M(J+1)=M(J)+V((2*J/3)+1)*Z(2*J/3)/2
796 IF ABS M(J+1)>=ABS M(J+2) THEN LET X((J/3)+1)=ABS M(J+1)
797 IF ABS M(J+1)<ABS M(J+2) THEN LET X((J/3)+1)=ABS M(J+2)
800 LET M(J+2)=M(J+1)+W(1+(J/3))
801 LET B(J/3)=ABS M(J)
805 NEXT J
810 REM "Pmax,Mmax,Vmax HESABI"
815 LET Pmax=0: LET Mmax=0: LET Vmax=0
820 FOR I=1 TO N
825 IF Pmax<=P(I) THEN LET Pmax=P(I)
830 NEXT I
835 FOR J=1 TO (2*N+2)
840 IF Vmax<=ABS V(J) THEN LET Vmax=ABS V(J)
845 NEXT J
850 FOR K=1 TO (3*N+2)
855 IF Mmax<=ABS M(K) THEN LET Mmax=ABS M(K)
860 NEXT K
862 IF BS=160 THEN LET Toke=6
864 IF BS=160 THEN LET Toma=16
866 IF BS=225 THEN LET Toke=7
868 IF BS=225 THEN LET Toma=18
870 IF BS=300 THEN LET Toke=8
872 IF BS=300 THEN LET Toma=20
875 REM "TEMEL TABANININ BOYUTLANDIRILMASI"
880 LET L=0: LET R=0
885 FOR I=1 TO N+1
890 LET R=R+N(I)
895 NEXT I
900 FOR I=1 TO N+2
905 LET L=L+L(I)
910 NEXT I
915 LET b=INT (SQR (Vmax*1000/(3*Toke)))
920 LET h=1.4*b
925 LET kx=Gb/(Gb+(Ge/15))
930 LET kz=1-(kx/3)
935 LET m=Ge/Gb
940 LET khem=SQR (2*m/(Ge*.001*kx*kz))
945 LET kh=h*SQR ((b*.01)/Mmax)
950 IF kh>=khem THEN GO TO 965
955 IF kh<khem THEN LET b=b+20
960 GO TO 920
965 LET Gg=.21*ht
970 LET bw1=INT (R*1000/(L*100*(Gz-Gg)))
975 LET bw2=INT ((Pmax*10)/(Gz-Gg))
980 IF bw1>=bw2 THEN LET bw=bw1
985 IF bw1<bw2 THEN LET bw=bw2
990 LET lp=INT ((bw-b)/2)
995 LET d=h+5
1000 GO SUB 1350
1005 REM "ACIKLIK DONATISI HESABI"
1010 DIM F(N+1): DIM A(N+1): DIM D(N+1): DIM R(N+1)
1015 FOR I=2 TO N+1
1020 LET F(I)=Y(I-1)*B(I-1)*100/h
1022 IF Ge=1400 THEN LET Fmin=.0025*b*d
1024 IF Ge=1600 THEN LET Fmin=.0015*b*d
1026 IF F(I)>=Fmin THEN LET F(I)=F(I)
1028 IF F(I)<Fmin THEN LET F(I)=Fmin
1030 LET D(I)=F(I)*.4
1035 LET A(I)=F(I)*.6
1040 LET R(I)=F(I)*.25
1045 NEXT I
1050 REM "MESNET DONATISI HESABI"
1055 DIM J(N+1): DIM I(N+1)
1060 FOR I=1 TO N+1
1065 LET J(I)=Y(N+I)*X(I)*100/h
1070 NEXT I
1075 REM "MESNET ILAVE DONATI HESABI"
1080 FOR I=1 TO 1

```



```

1085 LET I(I)=J(I)-A(I+1)-R(I+1)
1090 IF I(I)<=0 THEN LET I(I)=0
1095 IF I(I) > 0 THEN LET I(I)=I(I)
1100 NEXT I
1105 IF N=1 THEN GO TO 1135
1110 FOR J=2 TO N
1115 LET I(J)=J(J)-A(J)-A(J+1)-R(J)-R(J+1)
1120 IF I(J)<=0 THEN LET I(J)=0
1125 IF I(J) > 0 THEN LET I(J)=I(J)
1130 NEXT J
1135 FOR K=N+1 TO N+1
1140 LET I(K)=J(K)-A(K)-R(K)
1145 IF I(K)<=0 THEN LET I(K)=0
1150 IF I(K) < 0 THEN LET I(K)=I(K)
1155 NEXT K
1160 DIM S(N+1): DIM N(N+1): DIM O(N+1): DIM H(N+1): DIM T(N+1): DIM U(N+1)
1165 FOR I=2 TO N+1
1170 LET T(I)= (ABS V(I))*1000/(.9*b*d)
1175 IF T(I)>=Toke AND T(I)<Toma THEN GO TO 1210
1180 IF T(I) < Toke THEN LET U(I)=20
1185 LET Feg=25*b*Toke/Ge
1190 LET Fem=2*5*PI*De^2/4
1195 IF Feg<=Fem THEN GO TO 1240
1200 IF Feg > Fem THEN LET De=De+.2
1205 GO TO 1190
1210 LET S(I)=.5*1000* (ABS V(I))*L(I)*.5
1215 LET H(I)=S(I)/(h*.01*.9)
1218 LET O(I)=H(I)/Ge
1220 LET N(I)=INT ABS (4*(O(I)-1.41*A(I))/(PI*De^2))
1225 LET U(I)=INT ABS (L(I)*100/N(I))
1230 IF U(I)>=20 THEN LET U(I)=20
1235 IF U(I) < 20 THEN LET U(I)=U(I)
1240 NEXT I
1245 REM "TEMEL PABUCU HESABI"
1250 LET Gzp=(Gz-Gg)*10
1255 LET pp=Pmax/(bw*.01)
1260 LET hp=INT (lp*.4)
1265 IF hp>=25 THEN LET hp=hp
1270 IF hp < 25 THEN LET hp=25
1275 LET Mp=pp*(lp*.01)^2/2: LET Vp=pp*lp*.01: LET dp=hp+5
1280 LET khp=hp*SQR (100/Mp)
1285 IF khp>=khem THEN GO TO 1300
1290 IF khp < khem THEN LET hp=hp+5
1295 GO TO 1265
1300 GO SUB 1450
1305 LET Fep=Mp*100*kep/hp
1310 LET T=Vp*1000/(.9*100*hp)
1315 GO TO 1500
1350 DIM Y(2*N+1): DIM G(2*N+1)
1355 FOR I=1 TO 2*N+1
1360 IF I> N THEN GO TO 1375
1365 LET S=B(I)
1370 GO TO 1385
1375 LET S=X(I-N)
1380 GO TO 1385
1385 LET Mo=2*100000*S/(b*h^2)
1390 LET Gb=1: LET V=0
1395 LET ni=Ge/Gb
1400 LET kx=1/(1+(ni/15))
1405 LET Gb=Mo/(kx*(1-(kx/3)))
1410 IF ABS (Gb-V)<=.1 THEN GO TO 1425
1415 LET V=Gb
1420 GO TO 1395
1425 LET Y(I)=1000/(Ge*(1-(kx/3)))
1430 LET G(I)=Gb
1435 NEXT I

```



```

1440 RETURN
1450 LET Mo=Mp*200000/(100*hp^2)
1455 LET Gbp=1: LET V=0
1460 LET ni=Ge/Gbp: LET kx=1/(1+(ni/15))
1465 LET Gbp=Mo/(kx*(1-(kx/3)))
1470 IF ABS (Gbp-V)<=.1 THEN GO TO 1485
1475 LET V=Gbp
1480 GO TO 1460
1485 LET kep=1000/(Ge*(1-(kx/3)))
1490 RETURN
1500 PRINT "*****"
1505 PRINT "SONUCLAR"
1510 PRINT "*****"
1515 FOR I=1 TO (N+1)
1520 PRINT " q(";I;")=";Q(I)
1525 NEXT I
1527 PRINT "HESAP YUKLERI"
1530 FOR I=1 TO (N)
1535 PRINT " p(";I;")=";p(I)
1540 NEXT I
1545 PRINT "MOMENT DEGERLERI"
1550 FOR I=1 TO (3*N+2)
1555 PRINT " M(";I;")=";M(I)
1560 NEXT I
1565 PRINT "ACIKLIK MOMENTLERI"
1570 FOR I=1 TO N
1575 PRINT " M(";I;")=";B(I)
1580 NEXT I
1585 PRINT "MESNET MOMENTLERI"
1590 FOR I=1 TO (N+1)
1595 PRINT " X(";I;")=";X(I)
1600 NEXT I
1605 PRINT "KESME KUVVETLERI"
1610 FOR I=1 TO (2*N+2)
1615 PRINT " V(";I;")=";V(I)
1620 NEXT I
1625 PRINT "ACIKLIK DONATISI"
1630 FOR I=2 TO (N+1)
1635 PRINT " Fe(";I;")=";F(I)
1640 NEXT I
1645 PRINT "PILYE DONATISI"
1650 FOR I=2 TO (N+1)
1655 PRINT " Fep(";I;")=";A(I)
1660 NEXT I
1665 PRINT "DUZ DONATI"
1670 FOR I=2 TO (N+1)
1675 PRINT " Fed(";I;")=";D(I)
1680 NEXT I
1695 PRINT "MESNET DONATISI"
1700 FOR I=1 TO (N+1)
1705 PRINT " Fx1(";I;")=";I(I)
1710 NEXT I
1715 PRINT "KAYMA KONTROLU"
1720 FOR I=2 TO (N+1)
1725 PRINT " To(";I;")=";T(I)
1730 NEXT I
1735 PRINT "KAYMA DONATISI"
1740 FOR I=2 TO (N+1)
1745 PRINT " S(";I;")=";S(I)
1755 NEXT I
1765 FOR I=2 TO (N+1)
1770 PRINT " H(";I;")=";H(I)
1775 NEXT I
1780 FOR I=2 TO (N+1)
1785 PRINT " Ask(";I;")=";O(I)
1790 NEXT I

```



```

793 PRINT "ETRIYE SAYISI"
795 FOR I=2 TO (N+1)
800 PRINT "Es(";I;")=";N(I)
805 NEXT I
810 PRINT "ETRIYE ARALIGI"
815 FOR I=2 TO (N+1)
820 PRINT "s(";I;")=";U(I)
825 NEXT I
830 PRINT "MAX KESIT TESIRLERI"
835 PRINT "Pmax=";Pmax
840 PRINT "Vmax=";Vmax
845 PRINT "Mmax=";Mmax
850 PRINT "PABUC HESABI"
855 PRINT "Mp=";Mp
860 PRINT "Vp=";Vp
870 PRINT "Fep=";Fep
875 PRINT "kep=";kep
880 PRINT "Gbp=";Gbp
885 PRINT "T=";T
890 PRINT "bw=";bw
895 PRINT "hp=";hp
900 PRINT "dp=";dp
905 PRINT "lp=";lp
910 PRINT "b=";b
915 PRINT "h=";h
917 PRINT "d=";d
920 PRINT "GERILMELER"
925 FOR I=1 TO (2*N+1)
930 PRINT "Gb(";I;")=";G(I)
935 NEXT I

```

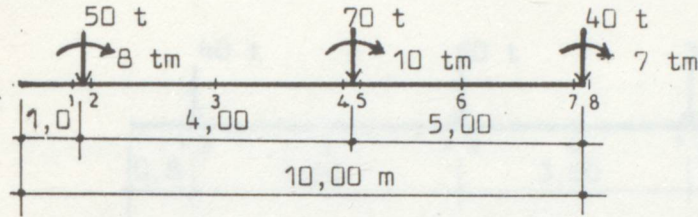

Tartışma ve Sonuçlar

Normal kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki sürekli temellerin bilgisayardan alınan sonuçları irdelendiğinde çıkan eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri arasında büyük farklar olmadığı görülmekte ve bu yaklaşık yöntemler temellerin boyutlandırılmasında kullanılabilir. Yöntemlerin vermiş olduğu bu yaklaşıklık nedeni ile bu çalışmamın II. bölümünde vermiş olduğum $q.l^2/12$ yöntemi ve yük etki alanları yöntemi bilgisayar programları sürekli temellerin boyutlandırılmasında ve donatılmasında kullanılabilir. Önemli yapıların boyutlandırılmasında ve donatılmasında ise elastik zemine oturan sonlu kiriş tesir çizgileri yöntemi ile yapılmalıdır. Bu metod kullanılırken dikkat edilecek en önemli nokta ise zemin taşıma gerilmesine göre seçilen Ko yatak katsayısını belirlemektir.

Sürekli temel programları ile birlikte verdiğim tekil temel programları da tekil temellerin değişik yöntemlere göre boyutlandırılıp donatılmasında kullanılabilir.

Bütün programlar basic dilinde programlanmıştır. Programlama sırasında SINCLAİR 128K+2 mikrobilgisayarı kullanılmıştır.

Aşağıda şekli ve yükleri verilen sürekli temelin moment ve kesme kuvveti değerleri sonuçları değişik hesap yöntemleri ile yapılarak bilgisayar çıktıları tabloda toplanmıştır. Bunun için malzeme değerleri $\bar{b}b/\bar{b}e = 60/1400 \text{ kg/cm}^2$ ve zemin emniyet gerilmesi $\bar{b}z=2,5 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.

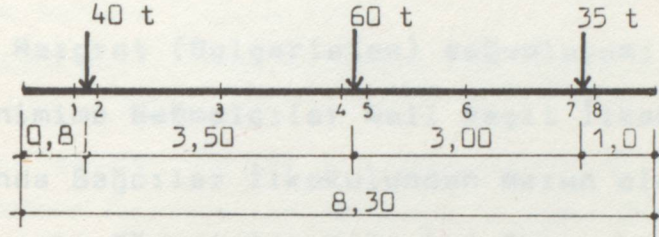


K.T.S.	A	B
M1 tm	7,874452	8,3333333
M2 "	15,874452	16,3333333
M3 "	-21,928676	-22,376344
M4 "	-0,8612440	-2,1851851
M5 "	10,861244	7,8148149
M6 "	-49,563204	-53,551724
M7 "	-6,9999999	-7,8756780
M8 "	0,0000000	0,0000000
V1 ton	17,371446	16,6666666
V2 "	-32,628554	-33,3333333
V3 "	31,827924	24,074047
V4 "	-38,172076	-45,925926
V5 "	40,000000	40,000000
V6 "	0,0000000	0,0000000

A-Geliştirilmiş Yük etki alanları yöntemi ile çözüm.

B-Elastik zemine oturan sonlu kiriş tesir çizgileri metodu ile çözüm.

Aşağıda şekli ve yükleri verilen sürekli temelin moment ve kesme kuvveti değerleri sonuçları değişik hesap yöntemleri ile yapılarak bilgisayar çıktıları tabloda toplanmıştır .Bunun için malzeme $\bar{\sigma}_b/\bar{\sigma}_e=60/1400 \text{ kg/cm}^2$ ve $\bar{\sigma}_z=2,0 \text{ kg/cm}^2$ olarak verilmiştir.



K.T.S.	A	B	C
M1 tm	5,0196078	5,0196078	5,6260923
M2 "	5,0196078	5,0196078	5,6260923
M3 "	-17,429600	-16,655084	-13,638213
M4 "	17,429613	15,414027	18,241425
M5 "	17,429613	15,414027	18,241425
M6 "	-12,173077	-6,8943290	-4,8370832
M7 "	7,0000000	7,0000000	7,5490623
M8 "	7,0000000	7,0000000	7,5490623
V1 ton	12,549020	12,549020	14,733712
V2 "	-29,879336	-27,450980	-25,266288
V3 "	29,879336	33,390649	34,991912
V4 "	-24,346154	-26,609351	-25,008088
V5 "	24,346154	21,008088	25,280425
V6 "	-14,000000	-14,000000	-9,7195751

A-T.8.500 de yer verilen $q.l^2/12$ yöntemi sonuçları.

B-Geliştirilmiş yük etki alanları yöntemi sonuçları.

C-Elastik zemine oturan sonlu kiriş tesir çizgileri metodu ile çözüm.

-ÖZGEÇMİŞ-

1963 Razgrat (Bulgaristan) doğumluyum;

İlk öğrenimime Sağmalcılar Nail Reşit İlkokulunda başladım ve 1975 yılında Bağcılar İlkokulundan mezun oldum .

Aynı yıl orta öğrenimime Bağcılar Orta okulunda başlayarak, 1981 yılında Bayrampaşa Endüstri Meslek Lisesinin elektrik bölümünden lise birincisi olarak mezun oldum. 1981-1982 öğretim yılında Yıldız Üniversitesi Mimarlık ve Mühendislik Fakültesinin İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimime başlayıp, 4 yıl tamamladım.

Mezuniyetimin ardından Yıldız Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünün açmış olduğu sınavı kazanarak İnşaat/YAPI dalına girdim.

Lisans üstü eğitimime paralel olarak özel birolarda projecilik çalışmalarında bulundum. Nisan 1987 tarihinden itibaren İ.S.K.İ. Genel Müdürlüğü Su İnşaat ve Onarım Dairesi Başkanlığı İnşaat Müdürlüğünde Yapım Kontrol Mühendisi olarak görev yapmaktayım.

KAYNAKLAR

- 1-İ.AKA, F.KESKİNEL, T.S.ARDA, Betonarmeye Giriş, 6.baskı, Birsen Yayınevi İstanbul, Temmuz 1981
- 2-F.KESKİNEL, Elastik Zeminlere Oturan İki İstikamette Mükemmel Sistemlerin Etüdü, İTÜ Yayınları
- 3-F.KESKİNEL, Elastik Zemine Oturan Kiriş Etker Çizgileri,
- 4-S.ÇAĞDAŞ, Elastik Zemine Oturan Sistemlerin Teorik ve Nümerik Metotlar ile Çözümü, Doktora Tezi, İstanbul
- 5-İ.AKA, F.KESKİNEL, T.S.ARDA, Betonarme Yapı Elemanları, 5.baskı, Birsen Yayınevi, İstanbul, Kasım 1983
- 6-S.KÖSEOĞLU, Temeller Statiği ve Konstrüksiyonu II. Yüzeysel Temeller 3.Baskı, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, Ocak 1986
- 7-S.KÖSEOĞLU, Pratik Sayısal Örnekler İle Temeller Statik ve Betonarme Hesapları, 1.baskı, Özarkadaş Matbaa, İstanbul, Ocak 1971
- 8-U.ERDOY, E.ATITAY, Betonarme Temel İlkeleri ve Hesap Yöntemleri, 1.baskı, Matbaacılık Sanayi, Ankara, Aralık 1974
- 9-TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TSE Yayınları, 1.baskı, Ankara, Mart 1982
- 10-A.MERTOL, Betonarme Temeller Çözümlü Problemler Örnekler, 1.baskı Can Ofset, Ankara, Aralık 1984
- 11-T.N.ULUĞ, Y.ODABAŞI, Betonarme İnşaat Hesapları, 9.baskı, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul 1983
- 12-M.PAÇACI, Statik Betonarme Proje Nasıl Yapılır, 1.baskı, T.M.M.O.B.İ.M.O Yayınları, Ankara, Ağustos 1981
- 13-İ.BERKSOY, Y.Ü. Betonarme Ders Notları, İstanbul, 1984
- 14-A.N.ÇAMLIBEL, Yüzeysel Yapı Temelleşi, 1.baskı, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1983
- 15-M.KARAKOÇ, Mühendislikte ve Matematikte Basit İle Akış Diyagramları 90 Program, Teknik Kitapları Yayınevi, İstanbul 1986



