

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

BLOCOS E SAPATAS DE FUNDAÇÃO

Eng.º PAULO MOURA BARROSO

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

BLOCOS E SAPATAS DE FUNDAÇÃO

ENGEº PAULO MOURA BARROSO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Un
versidade de São Paulo como parte dos requisitos para a obtenção do
título de "Mestre em Engenharia de Estruturas"

Orientador

Prof. Dr. Frederico Schiel

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ilio Montanari

Prof. Dr. Frederico Schiel

Prof. Dr. José Henrique Albiero

São Carlos, 30 de março de 1974

Í N D I C E

	Pág.
INTRODUÇÃO	1
1 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NO SOLO	2
2 - BLOCOS DE CONCRETO SIMPLES	5
2.1 - Fundação Linear	11
2.2 - Blocos de Pilares de Edifícios	12
2.3 - Blocos de Fundação para Cargas Elevadas	16
2.3.1 - Bloco de apoio de seção plena	16
2.3.2 - Bloco de apoio de seção reduzida	17
2.4 - Observações Gerais	20
2.4.1 - Conservação do Aço em Concreto Pobre	20
3 - SAPATAS	21
3.1 - Sapatas Rígidas	22
3.1.1 - Sapata Corrida	22
3.1.2 - Sapata Tronco Piramidal	27
3.1.3 - Sapatas Tronco Cônicas	29
3.1.4 - Utilização Econômica das Sapatas Rígidas	38
3.2 - Sapatas Flexíveis	40
3.2.1 - Sapatas Corridas	41
3.2.1.1 - Comparação entre Sapatas Rígidas e Flexíveis	49
3.2.2 - Sapatas Tronco Piramidais	50
3.2.2.1 - Roteiro para Dimensionamento de Sapatas Flexíveis ..	58
3.2.3 - Sapatas Tronco Cônicas	71
3.2.4 - Sapatas Nervuradas	77
3.2.4.2 - Sapata com nervuras em cruz	84
3.2.4.3 - Sapata com nervuras em diagonal	85
3.2.5 - Discussão econômica - Sapatas com Capitel	93
3.2.6 - Sapatas Excêntricas	98
3.2.6.1 - Sapatas Isoladas	99
3.2.6.2 - Sapatas Associadas à Estrutura	112
3.2.6.21 - Viga alavanca	113
3.2.6.22 - Solução com Tençor	114
3.2.6.23 - Engastamento Pilar-Sapata	115
3.2.6.24 - Discussão das soluções	119
BIBLIOGRAFIA	130

INTRODUÇÃO

O presente trabalho abrangerá as estruturas de fundação do tipo isoladas e rasas, ou sejam, blocos simples e sapatas armadas.

Pretende-se, dentro do campo em estudo, abordar o assunto de forma simples, sem descuidar do objetivo prático do trabalho, fornecendo exemplos úteis para quem se inicia no campo estrutural, orientando-os nos detalhes necessários, bem como, alertando-os para as restrições que devem ser observadas em cada caso.

Divide-se o presente trabalho em 3 itens, na forma que se segue:

Item 1 - Rápidos comentários sobre a distribuição de pressões no solo.

Item 2 - Comportamento do bloco simples.

Item 3 - Estudo dos diversos tipos de sapatas.

Concluído este trabalho faltarão, para complementar o estudo das estruturas de fundação em sua forma geral, os blocos sobre estacas, bem como outras estruturas especiais, nas quais se incluem radier em geral, caixão flutuante, tubulões, etc.

1 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NO SOLO

Nas estruturas a serem estudadas não será levada em conta a diversificação de distribuição de pressão no solo das fundações.

Adota-se a hipótese simplificadora da distribuição uniforme de pressões, a qual se justifica nos comentários abaixo:

a - Aproveitando estudos realizados por LOMEYER, e considerando as influências das dimensões da fundação, KÜGLER⁴ sintetiza os diversos casos de distribuição de pressão no solo em 3 tipos, segundo as figuras -1-, de forma a poder aplicar um desses tipos a qualquer terreno de fundação. Mesmo para o caso de terrenos Coesivos (tipo argila) onde ter-se-ia, a rigor, distribuição de pressão do tipo visto na figura -2(a)-, no caso de fundação flexível, a própria flexibilidade atuaria no sentido de diminuir a diferença entre as pressões no centro e nas bordas da sapata. No caso de fundação muito rígida, para provocar o colapso seria necessário uma grande carga, o que provocaria grandes pressões na fundação, com o que seria razoável a plastificação do solo, dando lugar à distribuição uniforme¹⁵.

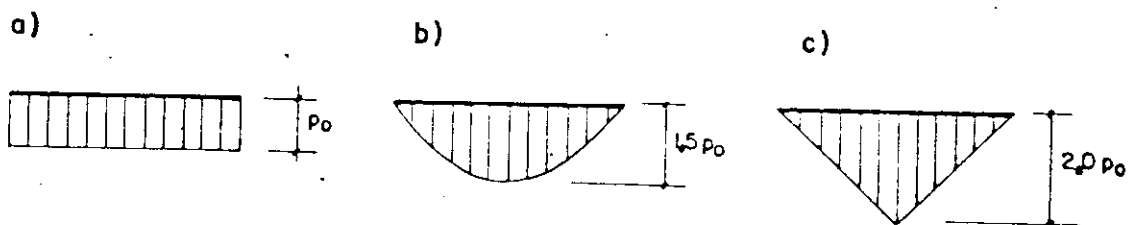


FIGURA - 1 -

Vale salientar que estudos mais recentes substituem o diagrama da figura -1(b)- pelo da figura -2(b)-.



FIGURA - 2 -

Pelo exposto, e considerando que o diagrama -1(a)- é o mais desfavorável dos vistos na figura -1-, fica perfeitamente justificado o diagrama de distribuição retangular assumido.

b - A fim de considerar a influência da possível existência do diagrama da figura -2(a)- em um bloco rígido, antes da plastificação do solo de fundação, analisaremos o exemplo -1-. Com a forma mais desfavorável de distribuição de pressão no solo, o que equivaleria ao estado de carregamento visto na figura -3-.

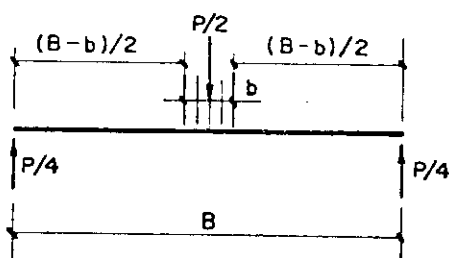


FIGURA - 3 -

Considerando-se que os blocos, com distribuição de pressão uniforme no solo, quando tratados pelas teorias simples de Resistência dos Materiais^a, oferecem resultados muito próximos dos obtidos pela Teoria da Elasticidade, parece razoável analisar o problema da figura -3- pela teoria mais simples. Do exemplo -1- resolvido como bloco simples na página 12

$$p = 1,5 \text{ kg/cm}^2 = 15000 \text{ kg/m}^2$$

$$B = 1,75 \text{ m}$$

$$H = 0,80 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$P = 44 \text{ t}$$

Donde.

$$M = \frac{P}{4} \left(\frac{E-b}{2} \right) = \frac{44000}{4} \left(\frac{175-20}{2} \right) = 852500 \text{ kg cm}$$

Considerando-se para a fundação a forma em tronco de pirâmide, obter-se-ia a figura -4-, com $I = 3290506 \text{ cm}^4$:

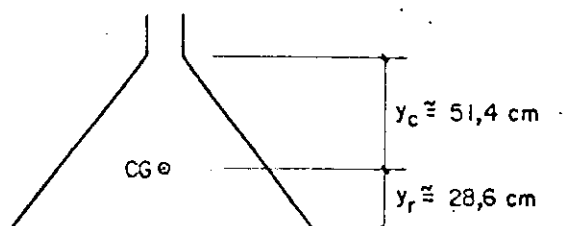


FIGURA - 4 -

Pelo que:

$$\sigma_T = \frac{M y_r}{I} = \frac{852500 \times 28,6}{3290506} \cong 7,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_C = \frac{M y_c}{I} = \frac{852500 \times 51,4}{3290506} \cong 13,30 \text{ kg/cm}^2$$

Como se vê, apesar do exagero considerado na forma do carregamento, as tensões estariam dentro do aceitável, mesmo em concretos mais pobres, o que vem justificar ser necessário um substancial acréscimo nas pressões para poder comprometer a segurança do bloco, com o que, ocorreria a plastificação do solo de fundação.

Convém notar que a distribuição de pressões uniforme, assumida neste trabalho, não seria a conveniente para o caso de fundação tipo radier, ou qualquer tipo de fundação hiperestática, pois nesses casos, seria necessário utilizar a teoria de vigas sobre base elástica, ou então, como solução prática, procurar dentre as alternativas possíveis, as distribuições de pressões que conduzi-se aos esforços mais desfavoráveis na estrutura de fundação.

Ainda para justificar a distribuição de pressões uniforme no solo, considerada nos casos das estruturas abordadas, ver ORESTE MORETTO¹³.

2 - BLOCOS DE CONCRETO SIMPLES

O bloco simples, é uma estrutura de fundação, na qual as tensões de trabalho situam-se abaixo das tensões admissíveis para o concreto simples.

Na falta de estudos específicos para blocos isolados com carga concentrada, utiliza-se, para cálculo desse tipo de fundação os estudos desenvolvidos pela Teoria da Elasticidade aplicados à fundação linear, tais como fundação para alvenarias.

Assim sendo, segundo Telemaco Van Langendonck⁹, as tensões principais nesse tipo de estrutura seriam:

$$\sigma = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{\text{tg}\beta - \beta} \left[2\beta - \text{tg}\beta - 2\theta \pm \sqrt{2 - 2 \frac{\cos(2\theta - \beta)}{\cos\beta} + \text{tg}^2\beta} \right]$$

As tensões máximas de tração e compressão ocorrem, portanto, para $\theta = 0^\circ$ e $\theta = \beta$, cujos valores seriam:

$$\sigma_{T \max} = \frac{P}{\frac{\text{tg}\beta}{\beta} - 1} \quad ; \quad \sigma_{C \max} = \frac{P}{\frac{\beta}{\text{tg}\beta} - 1} \quad \dots\dots(1)$$

Na seção vertical média da peça, as tensões normais e de cisalhamento, são expressas por:

$$\sigma = p \frac{\beta - \theta - \text{sen}\theta \cos\theta}{\text{tg}\beta - \beta} \quad ; \quad \tau = \frac{p}{\text{tg}\beta - \beta} \text{sen}^2\theta$$

As tensões normais se anulam para um ângulo β_0 , dado pela expressão: $2\beta_0 + \text{sen}2\beta_0 = 2\beta$ (ver Fig. -5-)

Portanto, as dimensões do bloco são obtidas pelo cálculo de sua área de base s e pelo ângulo β mínimo, fornecido pela utilização da expressão (1), substituindo $\sigma_{T \max}$ por $\bar{\sigma}_T$.

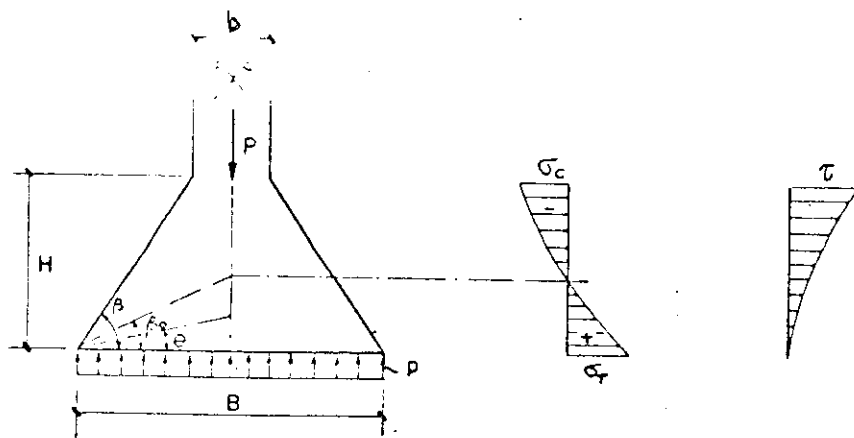


FIGURA - 5 -

Sendo:

- p = taxa admissível no solo de fundação
- P = carga total sobre o bloco - será carga por metro, quando se tratar de fundação linear.
- P' = carga transmitida pela fundação ao solo - carga P acrescida do peso do bloco.
- β = ângulo do paramento com o plano horizontal
- $\bar{\sigma}_T$ = tensão admissível de tração no concreto do bloco, adotada, na falta de ensaios, como 10% de $\bar{\sigma}_C$.
- B = base do bloco
- b = dimensão correspondente do pilar
- H = altura do bloco
- θ = ângulo que define o plano das tensões procuradas

$$S = \frac{P'}{p}$$

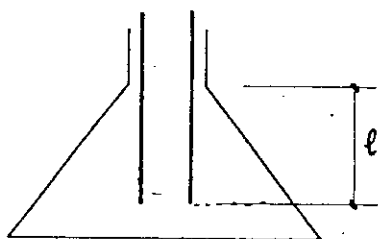
$$\frac{\text{tg} \beta}{\beta} = \frac{p}{\bar{\sigma}_T} + 1$$

$$H = \frac{B - b}{2} \text{tg} \beta$$

Calculadas as dimensões do bloco, seria necessário verificar:

- a) O comprimento mínimo necessário de penetração do ferro no interior do bloco, a fim de que seja possível a transmissão por aderência do esforço da armadura para o bloco.
- b) O incremento de área em relação à profundidade necessário para que o concreto vá absorvendo os esforços transmitidos, através da armadura, por aderência.

As duas verificações acima são feitas de acordo com o que se segue:



l = comprimento de penetração da armadura no interior do bloco

FIGURA - 6 -

Força máxima transmitida por uma barra: $N_F = \frac{\pi \delta^2}{4} \sigma_e$

Força máxima de aderência entre uma barra e o concreto no comprimento l : $N_A = \pi \delta l \tau_R$.

Para ser possível a transmissão da força sem escorregamento da armadura, deve-se ter¹: $l_{\min} = 0,6 \frac{\sigma'_e}{\sigma_e} \cdot l'$.

Sendo l' o comprimento de ancoragem para barras solicitadas à tração, obtido da igualdade entre N_A e N_F , pelo que:

$$l' = \frac{\delta}{4} \frac{\sigma_e}{\tau_R}$$

De acordo com o anexo da EB-3/67:

$$\tau_R = \frac{3}{4} \sigma_T \cdot \eta \quad , \text{ pelo que:}$$

$$\ell' = \frac{1}{3\eta} \frac{\sigma_e}{\sigma_T} \cdot \delta$$

e finalmente:

$$\ell_{\min} = \frac{0,6}{3\eta} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_T} \cdot \delta \dots\dots\dots(2)$$

Sendo:

σ_e' = Tensão convencional de escoamento do aço à compressão

δ = Diâmetro da barra da armadura

η = Coeficiente de aderência entre a armadura e o concreto

σ_T = Tensão mínima de Ruptura a tração no concreto, tomado por norma como $\sigma_R/10$ para $\sigma_R \leq 180 \text{ kg/cm}^2$

No caso de $\ell > H$, as alternativas seriam:

- 1- Aumentar a altura do bloco para $H \geq \ell$
- 2- Alargar a base do pilar, causando com isso um acréscimo na seção de concreto do mesmo, e uma consequente subtração na força transmitida pela barra.
- 3- Aumentar o número de barras do pilar, diminuindo o diâmetro δ .

b) Examinando agora o necessário acréscimo de área de concreto por profundidade do bloco, e sendo:

Δ_P = Força por unidade de comprimento que uma barra transmite ao bloco

Δ_S = Acréscimo de área do bloco por unidade de altura

Δ_C = Acréscimo da Resistência de bloco devido a área Δ_S .

Temos: $\Delta_C = \Delta_S \cdot \bar{\sigma}_C$

O Δ_C necessário, considerando todas as barras, será:

$$\Delta_C = \Delta_S \cdot \bar{\sigma}_C \geq \pi \tau_a \sum \delta$$

Pelo que conclui-se que: $\Delta_S \geq \pi \frac{\tau_a}{\bar{\sigma}_C} \sum \delta \dots\dots\dots(3)$

Sendo τ_a a tensão de aderência admissível entre a armadura e o concreto.

No caso de o acréscimo de área do bloco não satisfazer o Δ_S calculado por (3), poder-se-ia usar como solução, qualquer das três alternativas citadas como solução para o ítem anterior.

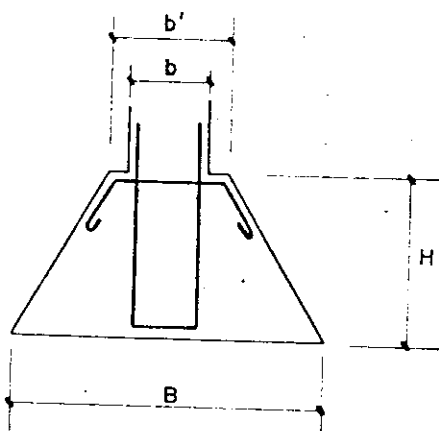


FIGURA - 6A -

Comumente o concreto do bloco é de resistência inferior ao concreto do pilar, motivo pelo qual deve ser ampliada a área de contacto pilar-bloco, na proporção de

$$\frac{\bar{\sigma}_{CP}}{\bar{\sigma}_{CB}}, \text{ sendo:}$$

$\bar{\sigma}_{CP}$ = Tensão admissível do concreto do pilar à compressão

$\bar{\sigma}_{CB}$ = Tensão admissível do concreto do bloco à compressão

Caso o alargamento b' seja significativo, torna-se conveniente a colocação de uma ferragem leve na cabeça do bloco, de acordo com a fig. -6(a)-, com o fim de distribuir melhor as tensões na face superior do bloco.

Porém, nos casos comuns, os blocos simples são utilizados para cargas pequenas, de até 40 toneladas, e como é fácil verificar, a tensão de trabalho do concreto do pilar, situa-se dentro da admissível para o concreto do bloco. Isso é devido ao fato de a Norma limitar valores mínimos para as dimensões do pilar e a percentagem de armadura do mesmo.

Por esse mesmo fato, nota-se que para cargas pequenas, pode-se também evitar a verificação pelas fórmulas (2) e (3).

O cálculo de β , pode ser feito por tentativas, ou recorrendo a um gráfico de T.V. Langendonck⁹, reproduzido na figura -7-

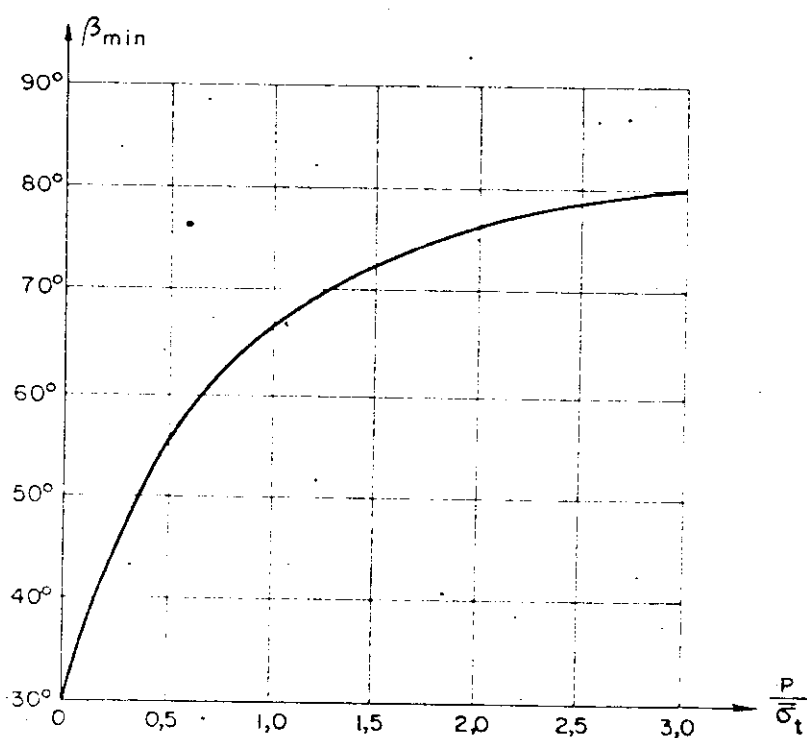


FIGURA - 7 -

Ainda considerando os casos frequentes de utilização, pode-se, limitando seu emprego para a relação $\frac{P}{\sigma_t} \leq 0,3$ usar $\beta = 45^\circ$, com o que chega-se à expressão fornecida por Aderson Moreira da Rocha em seu livro Curso Prático de Concreto Armado¹⁷:

$$H = 0,50(B-b)$$

Normalmente executam-se referidos blocos com faces verticais ou escalonadas, com o fim de eliminar formas, o que não invalida as fórmulas usadas, pois fora dos planos limitados por δ , praticamente não existem tensões, o que pode ser visto pelo diagrama fornecido por COKER e FILON⁹.

O alargamento favorável, que nesse caso se obtém na área de contacto pilar-bloco, deixa de ser considerado devido ao fato de, que sua influência nas tensões de tração são benéficas, sendo esse assunto tratado no ítem 2.3.2 .

Resume-se portanto em 3 tipos os casos mais importantes de utilização de blocos simples, os quais são tratados a seguir.

2.1 - Fundação Linear

Os blocos simples em fundação linear são bastante usados, principalmente como alicerce corrido de alvenarias, em solos de boa qualidade.

Nesse caso, conhecida a taxa p do solo, o bloco é calculado por unidade de comprimento e largura B , obtida por: $B = P'/p$, sendo P' a carga total por unidade de comprimento da fundação, incluindo o peso da mesma.

A altura do bloco, nesse caso, é fixada em valores superiores ao que normalmente se encontraria usando as fórmulas já citadas. Isso se explica pelos motivos abaixo:

- a)- Necessidade de volume de fundação para enrijecimento do conjunto e amortecimento de vibrações o que, em fundações diretas, é tanto mais necessário quanto menos compacto for o solo.
- b)- Utilização do próprio solo como forma lateral, o que causa, em via de regra, o enchimento do alicerce até a superfície das escavações, além do que, isto favorece a impermeabilização das alvenarias.

c)- Altura normalmente muito reduzida que se obteria com as ferragens citadas, o que poderia levar a fundação a trabalhar quase como placas, fugindo das características de bloco, e modificando portanto as condições inicialmente previstas.

Na falta de trabalhos publicados sobre o assunto, no caso de alicerce corrido de alvenaria, dimensiona-se apenas a área de fundação, ficando a altura da mesma sujeita a apreciações empíricas que procuram satisfazer os itens acima citados.

2.2 - Blocos de Pilares de Edifícios

Não seria econômico usar como fundação de pilares do edifício, blocos suportando cargas muito grandes.

Por esse motivo fixa-se sua utilização para $P \leq 40.000 \text{kg}$.
Considerando $p/\bar{\sigma}_T \leq 0,3$ obter-se-ia:

$$S = \frac{P'}{p} \quad ; \quad A = B = \sqrt{S} \quad ; \quad H = 0,5(B-b)$$

Exemplo 1:

Calcular um bloco simples para fundação de um pilar de seção 20cm x 20cm, sendo:

$$p = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_T = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 40.000 \text{ kg}$$

Solução:

a) Prê-dimensionamento para cálculo do peso próprio:

$$S' = \frac{P}{p} = \frac{40000}{1,5} = 26700 \text{ cm}^2 \quad \therefore A' = B' = 170 \text{cm}$$

$$H' = 0,5(B'-b) = 0,5(170-20) = 75 \text{cm}$$

Considerando como peso específico do concreto simples o valor $\gamma = 2.300 \text{ kg/cm}^3$, teremos, para peso do bloco, o valor $g = 2,67 \times 0,75 \times 2,30 = 4600 \text{ kg}$.

Alguns autores utilizam como peso próprio da fundação, 5% da carga do pilar, o que, de acordo com o que está visto no exemplo, não representa a realidade, a não ser em caso de fundações mais esbeltas. Assim sendo, para o caso de blocos simples, a aconselha-se tomar como peso próprio do bloco, 10% da carga do pilar, o que parece mais razoável como aproximação.

b) Dimensionamento do bloco:

Pelo já visto: $P' = 1,10 P = 1,10 \times 40.000 = 44.000 \text{ kg}$

$$A = B = \sqrt{S} = \sqrt{P'/p} = \sqrt{44000/1,5} = 172 \text{ cm}$$

tomaremos

$$A = B = 1,75 \text{ m}$$

$$H = 0,50(B-b) = 0,50(1,75-0,20) = 0,775 \text{ m}$$

tomaremos

$$H = 0,80 \text{ m}$$

Resultando portanto, a figura -8-

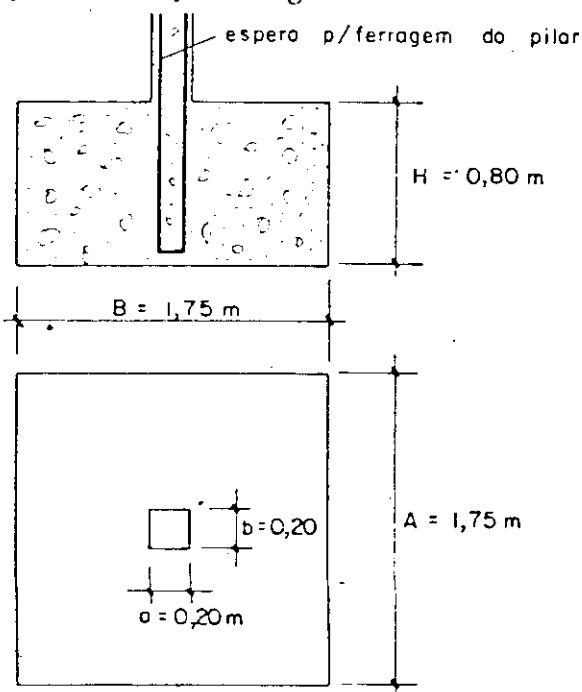


FIGURA - 8 -

Exemplo 2:

Calcula-se agora, o mesmo exercício do item anterior, porém de forma rigorosa, sendo:

armadura do pilar = $4 \phi 1/2''$ - AÇO CA-50 ($\delta=1,27\text{cm}$)

concreto do bloco = $\sigma_R = 120 \text{ kg/cm}^2$

Solução:

$$P' = 1,10 P = 1,10 \times 40000 = 44000 \text{ kg}$$

$$A = B = 1,72 \text{ (do exercício anterior)}$$

$$H = \frac{B-b}{2} \operatorname{tg} \beta$$

sendo

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\beta} = \frac{P}{\bar{\sigma}_T} + 1$$

tomando

$$\bar{\sigma}_T = \frac{\bar{\sigma}_C}{10} = \frac{\sigma_R}{16,5} = \frac{120}{16,5} \cong 7,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{\bar{\sigma}_T} = 0,2 \quad ; \quad \text{donde} \quad \frac{\operatorname{tg} \beta}{\beta} = 0,2 + 1 = 1,2$$

para o que satisfaz o ângulo $\beta = 45^\circ$

$$H = \frac{1,72-0,20}{2} \times \operatorname{tg} 45^\circ \quad \therefore \quad H = 0,76 \text{ m}$$

Penetração das barras do pilar no bloco:

$$\ell_{\min} = \frac{0,6}{3\eta} \cdot \frac{\sigma'_e}{\bar{\sigma}_T} \cdot \delta$$

para o aço CA-50: $\sigma'_e = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$$\eta = 1,5$$

$$\sigma_R = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \quad \bar{\sigma}_T = \frac{\sigma_R}{10} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

o que nos dá: $\ell_{\min} = 59,3 \text{ cm} < H$

Acréscimo de área necessário:

$$\text{utilizando (3) na forma: } \Delta S \geq \tau \frac{\tau_R}{\sigma_R} \sum \delta$$

$$\text{Sendo } \tau_R = \frac{3}{4} \bar{\sigma}_T \cdot \eta = 13,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \delta = 4 \times 1,27 = 5,08 \text{ cm}$$

$$\text{encontramos } \Delta S \geq 1,80 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Calculando o acréscimo real pela figura -9-

$$\Delta S_R = \frac{AB - ab}{H} = 383,80 \text{ cm}^2/\text{cm} \gg \Delta S$$

Verificando a necessidade de alargamento na superfície de contacto pilar-bloco:

Primeiramente calculamos o σ_R necessário na seção comum bloco-pilar:

$$P_R = \frac{3}{4} \sigma_R S_C + S_f \sigma'_e \quad \therefore \sigma_{Rnec} = \frac{4}{3} \frac{(P_R - \sigma'_e S_f)}{S_C}$$

$$P_R = 1,65 P = 66.000 \text{ kg}$$

$$S_C = a \cdot b = 400 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_e = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

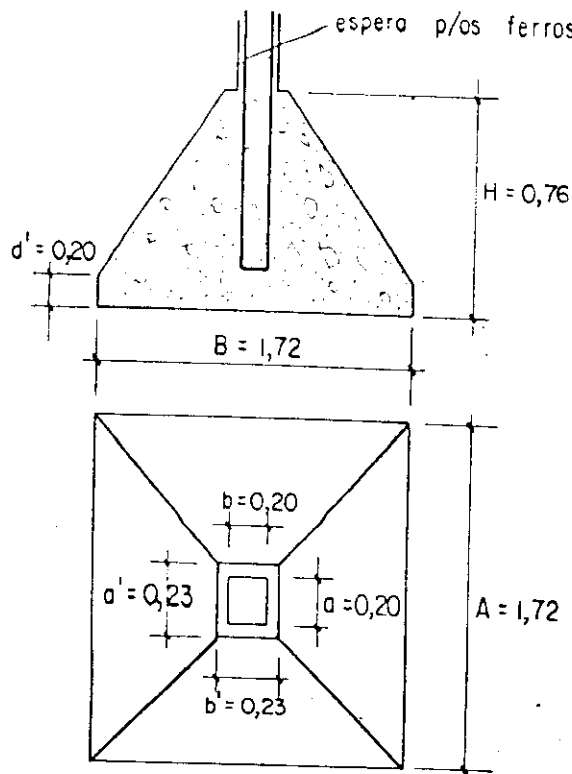
$$S_f = 4 \phi 1/2" = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{O que nos fornece: } \sigma_{Rnec} \cong 150 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando então o alargamento b' :

$$b' = \sqrt{S_C \frac{\sigma_{RP}}{\sigma_{RE}}} = \sqrt{400 \times \frac{150}{120}} \quad \therefore \quad b' \cong 23 \text{ cm}$$

A figura -9- representa o bloco calculado



a construção de d' tem por função evitar a aresta viva no bloco.

Toma-se normalmente

$$d' = 25\% \times h$$

FIGURA - 9 -

Como pode ser visto, as simplificações feitas na solução anterior são válidas, pois, a figura -8- seria outra alternativa correta, mesmo para o cálculo rigoroso.

2.3 - Blocos de Fundação para Cargas Elevadas

Para cargas elevadas, não se pode fazer as simplificações adotadas no exemplo 1, pois a medida que as cargas aumentam ocorre um acréscimo do ângulo β , e por outro lado, caso fosse feito paramento vertical, estariam sendo desprezadas as influências benéficas desse fato, que não traduziriam vantagem no exemplo 1, para se tratar de carga pequena.

2.3.1 - Bloco de apoio de seção plena

A figura -9- apresenta esse tipo de bloco, o qual seria calculado de acordo com o exemplo 2.

2.3.2 - Bloco de Apoio de Seção Reduzida

Esses tipos de blocos compreendem tanto as articulações, pêndulos, como também os blocos de fundação do tipo visto na figura -8-.

Estudos experimentais autorizam considerar em blocos desse tipo, cuja altura seja igual ou superior a sua largura, o diagrama de tensões apresentado na figura -10(b)-, admitindo-se, na prática, a forma simplificada da figura -10(c)-.

Da igualdade dos esforços resistentes e solicitantes, de acordo com as figuras -10(a)- e -10(c)-:

$$p \cdot B \left(\frac{B - b}{8} \right) = F_T \cdot e$$

Sendo:

F_T = Força de tração no bloco

e = Braço de alavanca do conjugado resistente

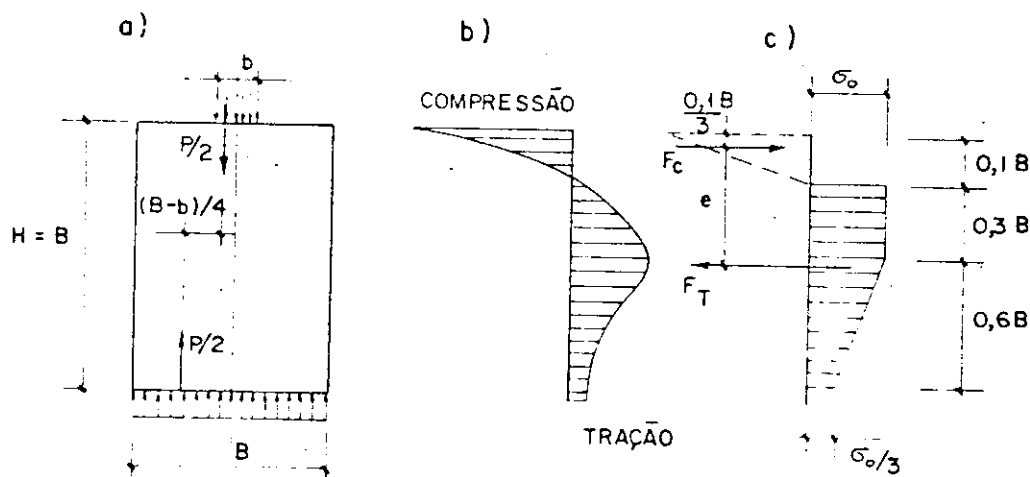


FIGURA - 10 -

Da figura -10(c)-, tiramos:

$$\frac{e}{B} = 0,445 \quad \therefore \quad F_T = 0,28 p(B-b) \quad \dots\dots\dots(4)$$

da área do pentágono de -10(c)-: $F_T = 0,70 B \sigma_o$; Donde:

$$\sigma_o = 0,40 p \frac{B - b}{B} \dots(5), \text{ sendo:}$$

σ_o = Tensão máxima de tração no bloco

Portanto, para termos um bloco sem armadura, seria necessário que:

$$\sigma_o = 0,40 p \frac{B - b}{B} \leq \bar{\sigma}_T$$

Tendo em vista que o diagrama real é mais esguio que o adotado, o Prof. Telemaco Van Langendonck⁹ autoriza não armar o bloco, desde que $\bar{\sigma}_T$ não seja inferior a $\frac{4}{5} \sigma_o$, ou seja:

$$b \gg B \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_T}{0,326}\right) \dots\dots\dots(6)$$

Portanto, em todos os casos em que $h \gg B$, não haverá necessidade de ferragens para blocos de fundação, salvo casos excepcionais de solo de alta resistência, como rochas por exemplo.

Para tensão de ruptura à compressão na face parcialmente carregada, mostram as experiências que

$$\sigma_{pC} = \sigma_{iC} \sqrt[3]{\frac{S_C}{S_0}} \dots\dots\dots(7)$$

Sendo:

σ_{pC} = Tensão de ruptura na face parcialmente comprimida

σ_{iC} = Tensão de ruptura em blocos totalmente comprimidos

S_C = Área do bloco

S_0 = Área em que é aplicada a carga

Em função disso, a NB-1 e NB-2, autorizam que se majore a tensão admissível do Concreto do bloco, pelo fator $\sqrt[3]{\frac{S_C}{S_0}}$, não podendo, porém, a tensão obtida ultrapassar o valor fixado em 150 kg/cm².

Caso não seja satisfeita a expressão (6), deve-se arrar o bloco, o que seria feito calculando-se a ferragem através de:

$$S_f = \frac{F_T}{\sigma_f} \quad \dots \quad S_f = \frac{0,28 p(B-b)}{\sigma_f}$$

A ferragem calculada seria disposta segundo a altura do bloco dividida em áreas proporcionais, segundo o diagrama da figura -10(c)-.

Até agora, desenvolveu-se este ítem como se se tivesse um bloco alongado.

No caso de bloco de planta quadrada suportando, a carga de um pilar de área S_0 , continua válida a utilização da fórmula (5), sendo, porém, nesse caso,

$$F_T = 0,28 p(B-b)B \quad \dots \dots \dots (4-A)$$

e a armadura a colocar em cada direção, dada por:

$$S_f = \frac{0,28 p(B-b)B}{\sigma_f}$$

Nesse caso, segundo experiências realizadas pela Associação Brasileira de Cimento Portland¹⁰ melhoram as condições de trabalho a compressão no bloco, podendo ser substituída a fórmula (7) por:

$$\sigma_{pC} = \sigma_{iC} \sqrt{\frac{S_C}{S_0}} \quad \dots \dots \dots (7-A)$$

Resume-se o exposto, para blocos de paramento vertical, na forma abaixo:

a) Blocos para pequenas cargas

Seria calculado de acordo com o Ítem 2.2, exemplo 1.

b) Blocos para cargas elevadas

Nesse caso, ter-se-ia 2 alternativas:

- b.1) Calcular de acordo com o exposto no item 2.3.2, utilizando-se para isso, altura igual ou superior a sua largura, ou
- b.2) Calcular de acordo com o item 2.3.1 (exemplo 2), considerando-se apenas como enchimento, a cunha de concreto resultante da construção do paramento vertical, vista achuriada na figura -11-.

Isso se justifica pelo fato de se estar desprezando a possível melhoria de resistência na área de contacto pilar-bloco.

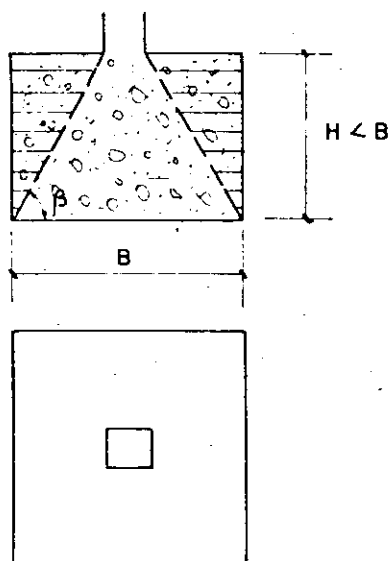


FIGURA -11-

2.4 - Observações Gerais

CONSERVAÇÃO DO AÇO EM CONCRETO POBRE

Sabe-se ter o concreto propriedades que oferecem extrema conservação e durabilidade ao aço em seu interior.

Essas propriedades estão ligadas à presença da Cal existente no cimento componente do concreto.

Desconhece-se, entretanto, o quanto a pobreza do concreto em relação à quantidade de cimento poderá afetar a durabilidade e conservação do aço, sendo esta dúvida de vital importância para

o caso dos blocos simples, os quais só se justificam quando executados com concreto pobre, devido a seu volume exagerado, e onde ocorre a necessidade de conservação da armadura do pilar que penetra em seu interior.

O Professor Aderson Moreira da Rocha¹⁷, sem considerar o assunto deste ítem, sugere concreto pobre para execução desse tipo de fundação, chegando até a citar o traço 1:5:8, que daria um consumo de cimento inferior a 200 kg/m³ de concreto, mesmo para valores baixos do fator água/cimento.

Pensando-se ainda na conservação do aço, sugere-se não utilizar pedras amarradas na construção de concreto dos blocos simples. Aconselha-se a utilização de pedra britada para facilitar a densificação do concreto, evitando-se o surgimento de poros, responsáveis pela oxidação da armadura do pilar no interior do bloco.

3 - SAPATAS

Define-se sapatas como sendo estruturas de fundação armadas, isoladas, as quais podem ser classificadas:

3.1 - Sapatas rígidas

3.1.1 - Sapatas corridas

3.1.2 - Sapatas Tronco-Piramidais

3.1.3 - Sapatas Tronco-Cônicas

3.2 - Sapatas flexíveis

3.2.1 - Sapatas Corridas

3.2.2 - Sapatas Tronço Piramidais

3.2.3 - Sapatas Tronco-Cônicas

3.2.4 - Sapatas Nervuradas

3.2.5 - Sapatas com Capitel

3.2.6 - Sapatas Excêntricas

3.1 - Com relação à flexibilidade, define-se como sapatas rígidas, aquelas nas quais $\beta \geq 45^\circ$ e flexíveis em caso contrário.

Esta distinção, deve-se ao fato de que as sapatas rígidas são calculadas considerando as isostáticas correspondentes a um maciço com carga pontual, enquanto as sapatas flexíveis são calculadas de acordo com as teorias clássicas da Resistência dos Materiais.

Trata-se neste item, das sapatas rígidas pelo método das bielas.

3.1.1 - Sapata Corrida

Pode-se efetuar o cálculo das sapatas rígidas de acordo com o que foi visto para blocos no item 2.3.2, ou de acordo com o método das bielas de M. LEBELLE⁸, admitindo-se que a carga por unidade de comprimento sobre a sapata se transmita ao terreno, mediante as bielas de compressão \overline{OA} , vistas na figura -12-.

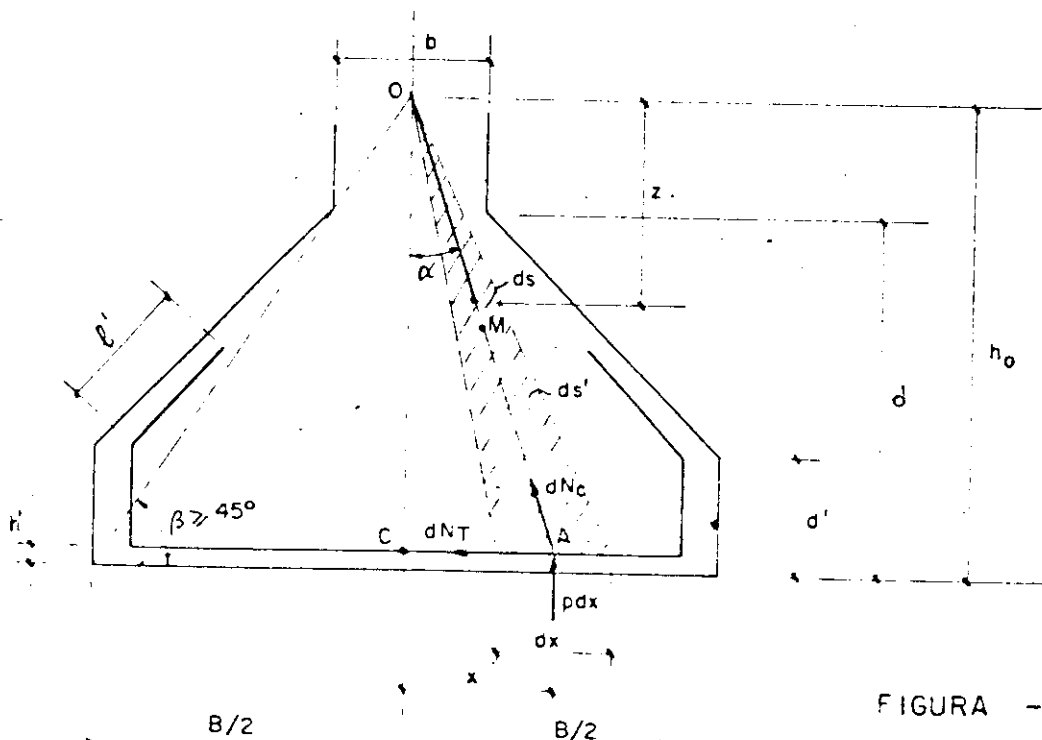


FIGURA - 12 -

Considerando-se a pressão p sobre o solo uniforme, ter-se-ia:

$$p = \frac{P'}{B}$$

A ação sobre um elemento de superfície da sapata de área $dx \cdot 1$, é $p \cdot dx$, que se equilibra com os esforços $d N_C$ e $d N_T$, atuantes na biela de compressão e em um tirante fictício que passa pelo centro de gravidade da armadura, respectivamente.

Pela figura -12-, temos:

$$d N_T = p \cdot dx \cdot \frac{x}{\overline{OC}}$$

pelo que temos para esforço máximo de tração no aço:

$$N_T = \int_0^{B/2} \frac{p \cdot x \cdot dx}{\overline{OC}} = \frac{p B^2}{8 \overline{OC}}$$

Pela figura -12-, temos ainda que:

$$\overline{OC} = \frac{B \cdot h}{B-b}$$

pelo que

$$N_T = \frac{p \cdot B(B-b)}{8 \cdot h}, \text{ ou } N_T = \frac{P'(B-b)}{8 \cdot h} \dots\dots\dots(8)$$

Sendo a ferragem, nesse caso, calculada por

$$S_f = \frac{P'_R(B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_e} \dots\dots\dots(9)$$

Sendo:

$P'_R = P' \times v =$ Carga de ruptura por metro de sapata

$v =$ Coeficiente de segurança aplicado à carga

$\sigma_e =$ Tensão de escoamento da armadura

A construção de d' tem a função de evitar o canto vivo em contacto com o solo, sendo aconselhável adotar $d' \cong 25\% \times d$.

Para h' costuma-se usar de 3 a 5 cm a fim de haver maior proteção da armadura contra umidade do solo, o que se consegue razoavelmente com calços de brita ou tarugos do próprio aço.

Para ℓ' deve-se usar a dimensão necessária a fim de obter-se $\ell' + (d' - h')$ = comprimento de aderência.

Para analisar o comportamento do concreto à compressão, ter-se-ia para as bielas, segundo a figura -12-, no ponto M:

$$\sigma_C = \frac{d N_C}{d S}$$

Porém

$$d N_C = \frac{d P'}{\cos \alpha} \quad ; \quad \frac{d S}{Z} = \frac{d S'}{h_o} = \frac{dx \cos \alpha}{h_o}$$

donde

$$\sigma_C = \frac{d P'}{dx} \times \frac{L_o}{Z \cos^2 \alpha} = \frac{P' h_o}{Z \cos^2 \alpha}$$

Porém:

$$\cos^2 \alpha = \frac{h_o^2}{h_o^2 + x^2}$$

E . . .

$$\sigma_C = P' \frac{h_o^2 + x^2}{h_o Z}$$

Sendo: $pB = P'$, ter-se-á então: $\sigma_C = P' \frac{h_o^2 + x^2}{B h_o Z}$

σ_C é máximo na extremidade, pelo que, tomando:

$$Z = h_o - h = h_o \frac{b}{B} \quad ; \quad x = \frac{B}{2}$$

tem-se:

$$\sigma_{Cmax} = \frac{P'}{b} \left(1 + \frac{B^2}{4h_o^2} \right)$$

Porém:

$$\left(\frac{B}{2h_0}\right)^2 = \left(\frac{B-b}{2h}\right)^2 \therefore \sigma_{Cmax} = \frac{P'}{b} \left[1 + \left(\frac{B-b}{2h}\right)^2 \right] \dots (10)$$

$$\text{No caso de } \beta = 45^\circ, \text{ ter-se-ia } \frac{B-b}{2h} = 1$$

e trabalhando com P' em kg, referido a 1 metro de carregamento, de-
ve-se multiplicar o denominador por 100 e, usando b em cm, passa-
-se a ter:

$$\sigma_{Cmax} = \frac{P'}{50b} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}, \dots \dots \dots (10-A)$$

O cálculo pelo método das bielas não seria o mais indica-
do, desde que, à medida que aumenta-se o ângulo β , aproxima-se do
diagrama visto na figura-10- e nesse caso, pelas bielas, não se es-
taria combatendo as tensões máximas de tração que ocorreriam fora
do centro de gravidade da armadura.

Exemplo 3:

Calcular a fundação para um muro de espessura $b = 20\text{cm}$,
sendo:

$$P = 30 \text{ ton/m} \qquad p = 2 \text{ kg/cm}^2 = 20000 \text{ kg/m}^2$$
$$\sigma_R = 110 \text{ kg/cm}^2 \qquad ; \qquad \sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Solução:

$$P' = 1,1 \times 30000 = 33000 \text{ kg}$$

$$P'_R = 33000 \times 1,65 = 54450 \text{ kg}$$

$$B = \frac{P'}{p} = \frac{33000}{20000} = 1,65 \text{ m}$$

$$\text{tomando } \beta = 45^\circ: h = \frac{B-b}{2} = \frac{165-20}{2} = 72,5 \text{ cm}$$

$$\text{adotando } h' = 2,5 \text{ cm, donde: } d = h + h' = 75 \text{ cm}$$

$$d' = 25\% \times 75 \cong 19 \text{ cm, tomando } d' = 20 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{P'_R (B-d)}{\beta h \sigma_e} = \frac{54450(165-20)}{8 \times 72,5 \times 5000} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore S_f = \phi 4,6 - 0.6$$

O complemento l' da ancoragem seria, considerando para ancoragem total:

$$l' + (d' - h') = 50\delta = 50 \times 0,46 = 23 \text{ cm}$$

$$l' = 23 - (d' - h') = 23 - 17,5 = 5,5 \text{ cm}$$

toma-se $l' = 10 \text{ cm}$

Verificando o concreto à compressão:

$$\sigma_{Cmax} = \frac{P'}{50b} = \frac{33000}{50 \times 20} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_R}{\sigma_{Cmax}} = \frac{110}{33} \approx 3,3 > 1,65$$

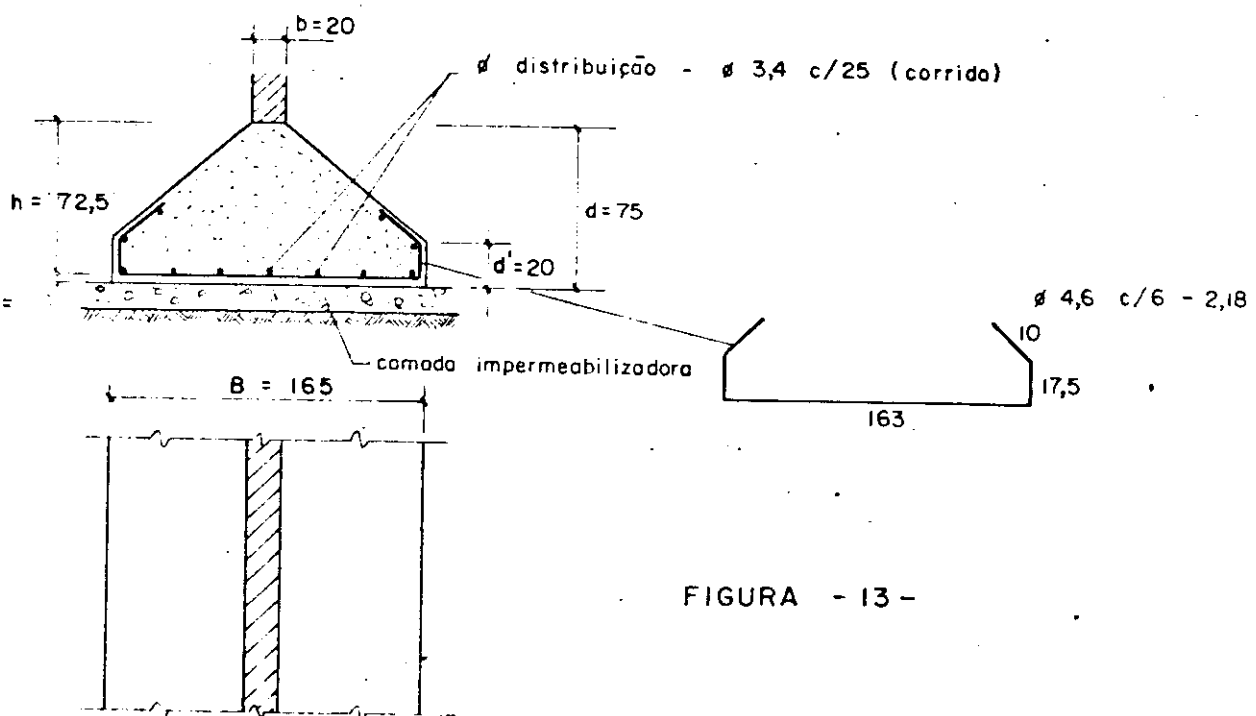


FIGURA - 13 -

3.1.2 - Sapata Tronco Piramidal

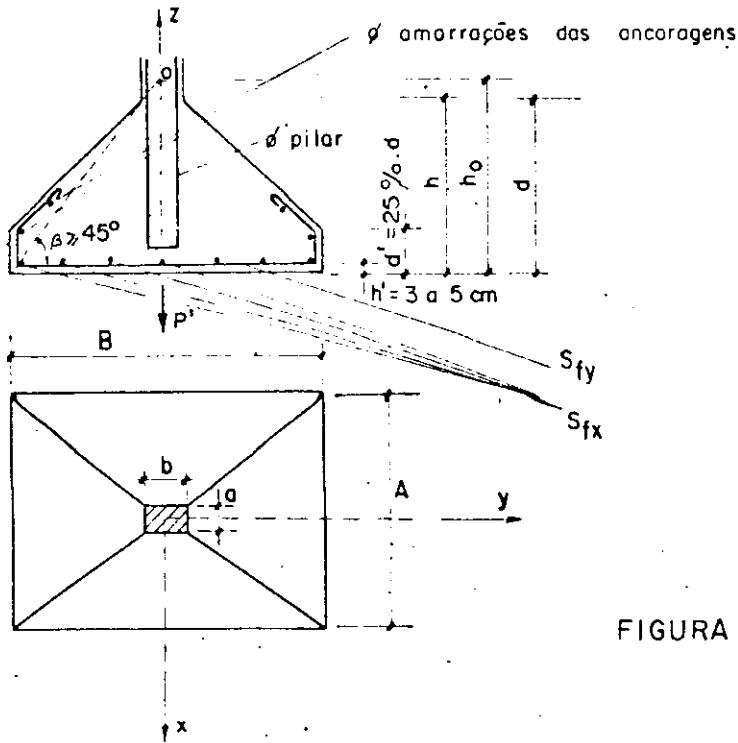


FIGURA - 14 -

A sapata rígida tronco piramidal pode ter a base retangular ou quadrada de acordo com a figura -14-, e pode ser também calculada pelo método das bielas⁶, ocorrendo agora ferragem de tração nas duas direções, obtidas através das expressões:

$$S_{fx} = \frac{P'_R (B-b)}{8h \sigma_e} \dots\dots\dots(11)$$

$$S_{fy} = \frac{P'_R (A-a)}{8h \sigma_e}$$

De fato, relacionando a sapata da figura -14- a três eixos ortogonais:

OZ - Segundo a vertical passando pelo centro da sapata

OY - Paralelo a B

OX - Paralelo a A

Marcando sobre CZ o segmento O-A = h_0 , tem-se, segundo a figura -15-:

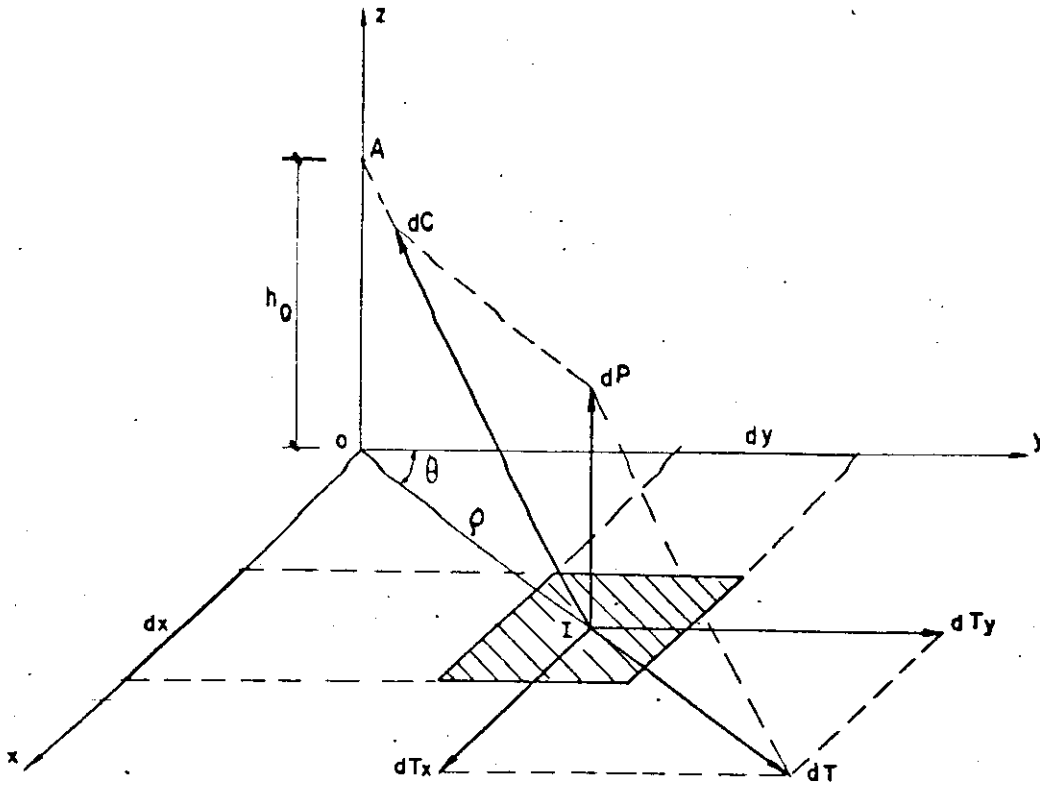


FIGURA - 15 -

$$dP = dx \cdot dy \cdot \rho = \frac{P'}{AB} dx dy$$

Por semelhança de triângulos: $\frac{dT}{dP} = \frac{\rho}{h_0} \therefore dT = \frac{\rho}{h_0} dP$

$$dT = \frac{P'}{AB} \frac{\rho}{h_0} dx dy$$

$$dT_y = dT \cos \theta = dT \frac{y}{\rho} = \frac{P'}{AB} \frac{y}{h_0} dx dy$$

$$\therefore T_y = \frac{P'}{AB h_0} \int_{-A/2}^{+A/2} dx \int_0^{+B/2} y dy = \frac{P' B}{8 h_0}$$

pela figura -14-: $h_0 = \frac{Bh}{B-b}$

$$\therefore T_y = \frac{P'(B-b)}{8 h} \quad ; \quad \text{analogamente:}$$

$$T_x = \frac{P'(A-a)}{8 h}$$

Para cálculo da ferragem:

$$S_{fx} = \frac{P'_R (A-a)}{8 h \sigma_e}$$

$$S_{fy} = \frac{P'_R (B-b)}{8 h \sigma_e}$$

As fórmulas acima são as fórmulas (11) apresentadas, onde:

P'_R = Carga de ruptura da sapata = $P' \times v$

P' = Carga do pilar acrescida da carga da sapata

Para sapatas com base quadrada,

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{P'_R (A-a)}{8 h \sigma_e} \dots\dots\dots(12)$$

3.1.3 - Sapatas Tronco-Cônicas

Ainda para sapatas rígidas, ter-se-ia, segundo o método das bielas⁶, no caso de sapatas tronco-cônicas, dois métodos de cálculo da ferragem necessária para absorção da tração na sapata:

a) Ferragem em malhas perpendiculares, resultantes da decomposição do esforço de tração no plano da armadura em 2 direções perpendiculares, o que, por dedução simples, nos daria:

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{P'_R (D-d)}{3\pi h \sigma_e} \dots\dots\dots(13)$$

b) Ferragem circunferencial, a qual absorveria a resultante de tração das tensões circunferenciais no plano da armadura, e seria

dada por:

$$S_{fT} = \frac{P'_R (D-d)}{6\pi h \sigma_e} \dots\dots\dots(14)$$

Nesse caso, ainda seria necessária uma ferragem radial para distribuição e amarração da ferragem principal.

As sapatas rígidas de forma tronco-cônicas, são estudadas com mais detalhes por A.GUERRIN⁶, o qual nos fornece para cálculo da tensão máxima na biela de compressão:

$$\sigma_{Cmax} = \frac{4P'}{\pi d^2} \times \frac{d}{D} \left[1 + \left(\frac{D-d}{2h} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(15)$$

No exemplo 4, calcular-se-á a fundação para um pilar procurando-se várias alternativas de solução, a fim de se fixar a utilização das fórmulas, bem como, para criar uma comparação econômica entre os métodos. Usar-se-á nesse exemplo $\beta < 45^\circ$ a fim de se poder comparar essa mesma fundação mais tarde resolvida como flexível, mesmo porque, diversos autores, entre os quais A.GUERRIN⁶, autoriza considerar como rígida e conseqüentemente calcular pelo método das bielas as sapatas em que $h \geq \frac{D-d}{4}$, o que equivale $\beta_{min} \cong 27^\circ 30'$.

CONSTRUÇÃO DO FUSTE

Normalmente, na zona de contacto pilar-sapata, amplia-se a dimensão do pilar para a seção a' x b', como se mostrará no exemplo 4, e visto na figura -16-, o que constitui o "fuste" ou "colarinho", o qual tem sua justificativa nos itens abaixo:

- a) Motivos econômicos, o que para sapatas rígidas é demonstrado pela simples visualização das fórmulas (11), da mesma forma que poder-se-á sentir sua influência benéfica quando se tratar de punção e flexão nas sapatas flexíveis.

b) Motivo construtivo, traduzido pela melhor acomodação aos painéis de forma do pilar térreo, o qual é executado, via de regra, após a execução da sapata.

É normal adotar-se para altura do colarinho, a menor das dimensões de sua seção transversal.

Exemplo 4:

Calcular a fundação para um pilar, conhecido:

$$P = 60000 \text{ kg}$$

$$S_C = 20 \times 20 \text{ cm}$$

$$p = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Solução: - Como sapata rígida -

a) Sapata de base quadrada (Tronco de pirâmide)

$$\text{Área de fundação: } S = \frac{P'}{p} = \frac{110 \times P}{p} = \frac{66000}{2} = 33000 \text{ cm}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = \sqrt{33000} = 182 \text{ cm}$$

adota-se, $A = B = 185 \text{ cm}$

assumindo-se $\beta = 30^\circ$, ter-se-á:

$$h = \frac{B-b'}{2} \cdot \text{tg } 30^\circ$$

sendo $a = b = 20$ cm, adotar-se-á:

$$a' = (a + 5) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$b' = (b + 5) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$\therefore h = \frac{185 - 25}{2} \times 0,577 \cong 46 \text{ cm}$$

Com um recobrimento necessário que nos conduz a $h' = 4$ cm
(ver Fig. -16-)

$$d = 50 \text{ cm}$$

Usando-se a fórmula (12):

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{P'_R (A - a')}{8 h \sigma_e}$$

$$P'_R = 1,65 \times P' = 7,65 \times 66000 = 708.900 \text{ kg}$$

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{108.900(185-25)}{8 \times 46 \times 5000} = 9,47 \text{ cm}^2 = 15 \frac{3}{8}''$$

- ver detalhe na figura -16-

Nesse caso, foi dispensado o comprimento de ancoragem executado no exemplo 3, devido ao fato de a armadura cruzada já oferecer uma ancoragem mútua.

Em um cálculo mais rigoroso, deve-se considerar para cálculo das armaduras as alturas úteis diferentes, descontando no cálculo da ferragem superior, a espessura dos ferros da malha inferior.

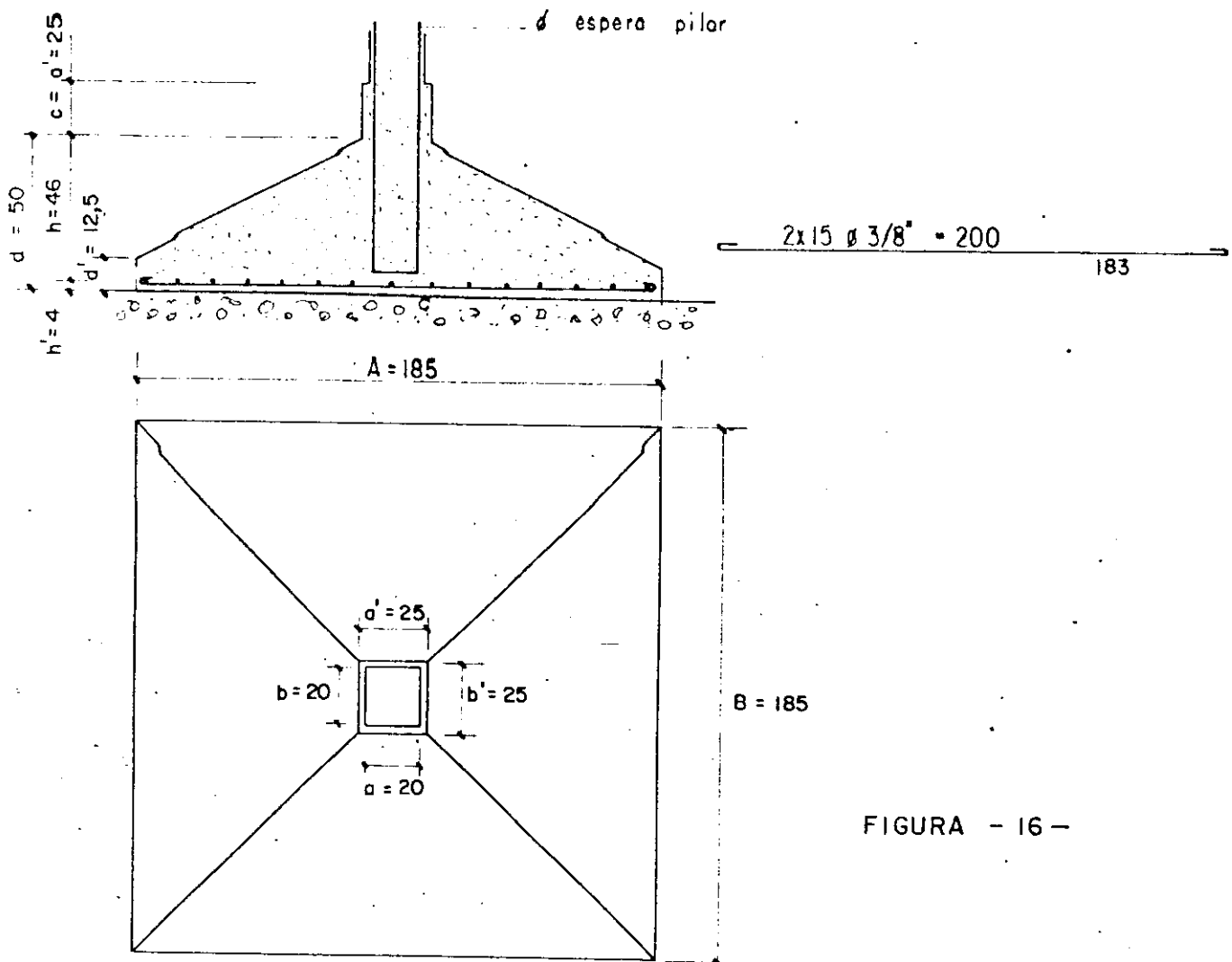


FIGURA - 16 -

b) Solução por sapata Tronco-Cônica

Área da fundação: $S = 33000 \text{ cm}^2$

$$D = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 33000}{3,14}} \approx 207 \text{ cm}$$

adota-se $D = 210 \text{ cm}$

Constrói-se o colarinho com seção transversal circular, com $d' = 30 \text{ cm}$

$$h = \frac{D-d'}{2} \text{ tg } 30^\circ = \frac{210 - 30}{2} \times 0,577 \approx 52 \text{ cm}$$

tomando-se para recobrimento: $h' = 3$ cm, ter-se-á

$$d = 55 \text{ cm}$$

b.1) Com armação em malha:

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{P'_R(D-d)}{3\pi h \sigma_e} = \frac{108900(210-30)}{3 \times 3,14 \times 52 \times 5000} \cong 8,00 =$$
$$= 12\phi 3/8''$$

b.2) Com armação tangencial

$$S_{fT} = \frac{P'_R(D-d)}{6\pi h \sigma_e} = \frac{S_{fx}}{2} = \frac{S_{fy}}{2} = 4,00 \text{ cm}^2 = 13\phi 1/4''$$

$$S_{fR} = 4\phi 3,4/\text{metro de contorno externo (armadura radial para distribuição)}$$

O tipo de solução com armação tangencial não é aconselhável, devido sua dificuldade de execução (armadura circunferencial), bem como, devido a necessidade de se colocar a ferragem S_{fT} em densidade maior à medida que se aproxima do contorno da sapata, em uma proporção que necessitaria ser dimensionada. Esse tipo de detalhe é visto esquematicamente na figura -17.a-

P. CHARON² posiciona a ferragem S_{fT} calculada como é visto na figura -17.b-, o que nos parece insuficiente pois, nesse caso, ficaria desprotegida toda a área da sapata responsável pela condução dos esforços até os anéis da armadura, os quais funcionariam como cintas. Na figura -18- é detalhada a solução 1-a

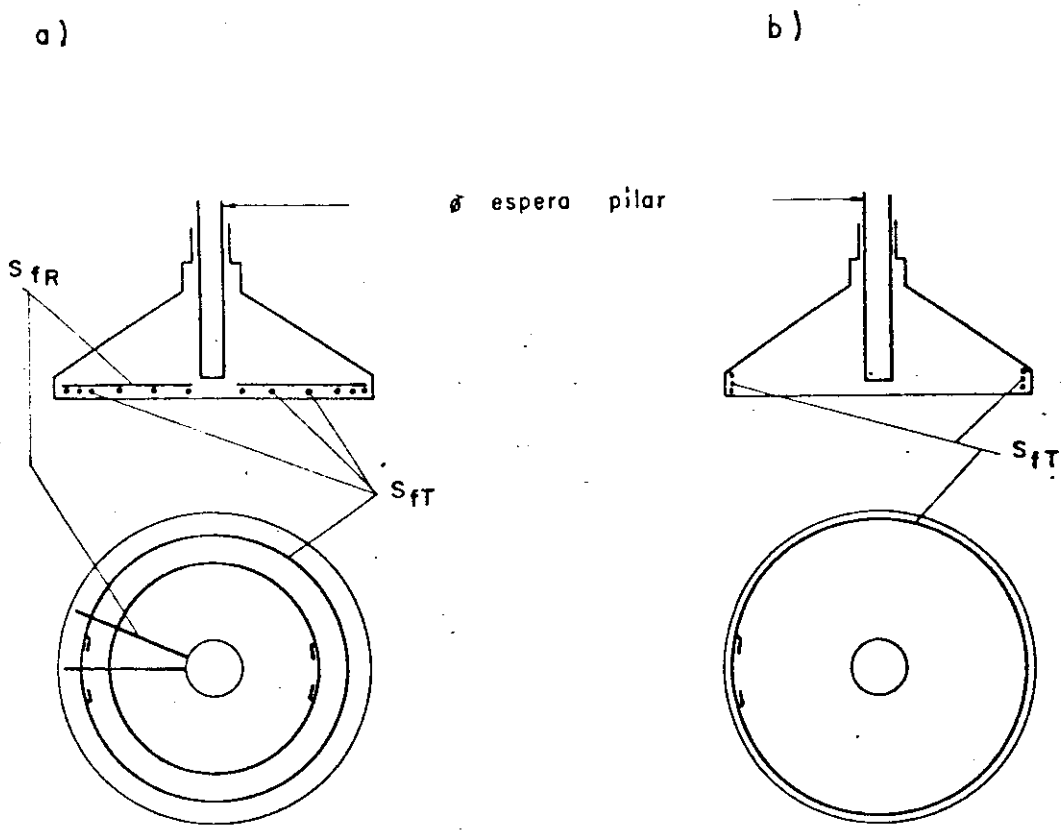


FIGURA - 17 -

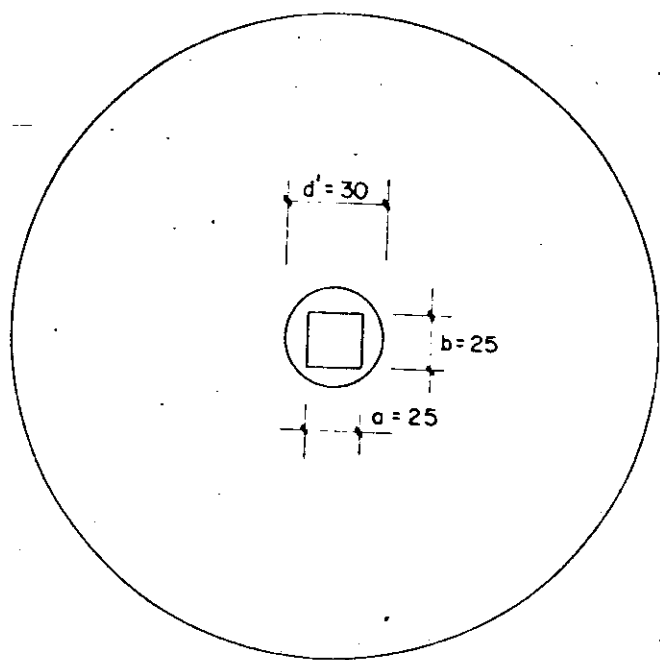
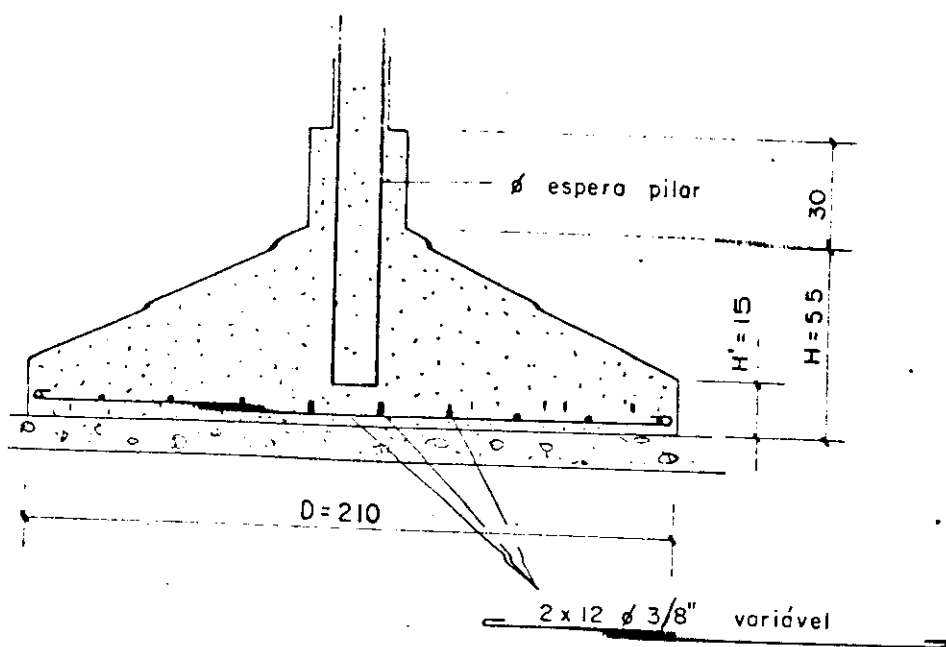


FIGURA - 18 -

ANÁLISE ECONÔMICA DO EXEMPLO 4

Considerando-se o custo do concreto e do aço em pesos que representem a influência dos dois materiais no custo total do concreto armado, poder-se-ia admitir como valores razoáveis:

Aço = 10,0/kg

Concreto = 1,0/kg

que fornecerá o resumo contido na tabela que se segue, sendo, na solução 4.b considerada somente a alternativa de armação em malha.

Para se obter os volumes de concreto, usa-se as fórmulas seguintes:

Sapata Tronco Piramidal: (Base quadrada)

$$V = B^2 d' + \frac{d-d'}{3}(B^2 + b^2 + B \cdot b)$$

Sapata Tronco Cônica

$$V = \frac{\pi D^2 H'}{4} + \frac{\pi(H-H')}{3} (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

Sendo:

H = correspondente a d na tronco piramidal

H' = correspondente a d' na tronco piramidal

D = diâmetro da base maior

R = Raio da base menor

r = Raio da base menor (fuste)

Solução	consumo -kg-		custo padrão		custo sapata -unidade padrão-
	concreto	aço	concreto	aço	
4 - a	2208	33,6	1,0	10,00	2 544,00
4 - b	2544	22,8	1,0	10,00	2 772,00

Pelo resumo acima, verifica-se que a solução em tronco de pirâmide (4.a) é a mais econômica, correspondendo em custo a cerca de 97,8% do obtido pela solução tronco cônica (4.b).

3.1.4 - Utilização Econômica das Sapatas Rígidas

Com algumas adaptações que parecem conduzir a resultados mais aplicáveis, desenvolver-se-á um estudo baseado em A. GUERRIN⁶, o qual fornecerá parâmetros para definição da faixa de utilização mais econômica das sapatas rígidas.

Motivado pela conclusão da análise anterior, focar-se-á aqui a sapata tronco piramidal de base quadrada.

Nesse caso, pelas fórmulas (12), tem-se:

$$S_{fx} = S_{fy} = \frac{P'_R (A-a)}{8 h \sigma_e}$$

Então, a seção total de aço será

$$S_{ft} = \frac{P'_R (A-a)}{4 h \sigma_e}$$

o que daria, como volume de aço necessário,

$$V_a = \frac{P'_R (A-a) \cdot A}{4 h \sigma_e}$$

Considerando-se:

$$P'_R = 1,65 \cdot p'$$

Ter-se-ia:

$$V_a = \frac{1,65}{4} \frac{(A-a) p' A}{h \sigma_e}$$

Sendo $p' = p A^2$,

$$V_a = \frac{1,65}{4} \frac{(A-a) p A^3}{h \sigma_e}$$

Desprezando-se a e adotando-se Aço CA-50, cujo $\sigma_e = 5000$ kg/cm²,

$$V_a = 8,25 \times 10^{-5} \frac{p A^4}{h}$$

Sendo $\rho_a = 785 \times 10^{-5}$ kg/cm³, tem-se, para peso de aço necessário

$$P_a = V_a \cdot \rho_a = 6476,25 \times 10^{-10} \frac{p A^4}{h}$$

Para calcular o volume de concreto, considera-se, aproximadamente, uma pirâmide de base $A \times A$ e altura $1,10 \times h$:

$$V_c = 1,10h \cdot \frac{A^2}{3}$$

Sendo $\rho_c = 24 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^3$, tem-se, para peso do concreto:

$$P_c = V_c \cdot \rho_c = 8,8 \times 10^{-4} h A^2$$

Tomando-se, como custos ponderados:

$$\text{Aço} = 10,0$$

$$\text{Concreto} = 1,0$$

Tem-se, para custo total da sapata:

$$C_t = 6476,25 \times 10^{-9} \frac{pA^4}{h} + 8,8 \times 10^{-4} A^2 h$$

$$\frac{dC_t}{dh} = -6476,25 \times 10^{-9} \frac{pA^4}{h^2} + 8,8 \times 10^{-4} A^2$$

Sendo $\frac{d^2 C_t}{dh^2} > 0$, conclui-se que o custo mínimo de uma sapata rígida é o que satisfaz a equação:

$$8,8 \times 10^{-4} = \frac{6476,25 \times 10^{-9} pA^2}{h^2}$$

$$h^2 = 7359,36 \times 10^{-6} pA^2$$

$$\frac{h}{A} = 85,8 \times 10^{-3} \sqrt{p} \dots \dots \dots (16)$$

Considerando-se que, para se poder aceitar como rígida, é necessário que a sapata tenha $\beta_{\min} = 30^\circ$, o que é um limite bastante arrojado, ter-se-ia:

$$h = \frac{A-a}{2} \text{tg } 30^\circ$$

Desprezando-se a:

$$\frac{h}{A} = \frac{\operatorname{tg} 30^{\circ}}{2} = \frac{0,5774}{2}$$

Então

$$\sqrt{p} = \frac{0,5774}{2 \times 0,8} \times 10^3 = 3,37 \quad \therefore p = 11,3 \text{ kg/cm}^2$$

Pelo que se conclui que a solução mais econômica de sapatas rígidas só seria possível obter em solos de excepcional qualidade, condição necessária para se poder empregar a fórmula (16), ocasionando $\beta \gg 30^{\circ}$.

Considerando-se ainda que a ferragem necessária para uma sapata calculada como flexível não se afastar demasiado da calculada pelo método das bielas, pode-se concluir que, para as taxas de terreno normais, a sapata flexível é mais econômica que a sapata rígida.

3.2 - Sapatas Flexíveis

As sapatas flexíveis caracterizam-se pela pequena altura, e como já foi dito, são tratadas pelas teorias comuns da Resistência dos Materiais.

Enquanto nas sapatas rígidas é normalmente desnecessária a verificação de comportamento do concreto, nas flexíveis, devido sua pequena altura, deve-se verificar, além das tensões de compres-

são provenientes da flexão no concreto, o esforço cortante ou punção, conforme o caso, bem como, as tensões de aderência entre o concreto e o aço.

Como estimativa de peso próprio para as sapatas flexíveis, satisfaz a percentagem de 5% sobre a carga do pilar, já que o mesmo não influencia na flexão da sapata e, mesmo como carga sobre o solo, sua influência é pequena, pois além de ser a sapata flexível mais leve que a rígida, ainda dever-se-á descontar o peso da terra retirada, o que reduziria em mais de 2/3 o peso da sapata a considerar.

Assim sendo, a consideração do peso próprio da sapata flexível, traduzido em 5% da carga que suporta, tem como justificativa maior a comodidade dos cálculos e a certeza de um coeficiente de segurança maior.

Quanto a forma de distribuição de pressões sobre o solo a adotar para sapatas flexíveis, ainda, de acordo com as justificativas do item 1, conserva-se a hipótese da distribuição uniforme.

3.2.1. - Sapatas Corridas

O cálculo da sapata corrida flexível é feito por unidade de comprimento, e largura calculada pela expressão:

$$B = \frac{P'}{100 p} \dots\dots\dots(16-A)$$

Segundo a figura -19-, tem-se:

MOMENTO FLETOR

Na seção 0-0 (face do pilar):

$$M_o = \frac{P}{S B} (E-b)^2$$

No centro (Seção C-C):

$$M_C = \frac{P}{8} (B-b) \dots\dots\dots(17)$$

Como pode ser observado, o momento no centro é superior ao que ocorre na face do pilar, devendo portanto ser o mesmo considerado para o cálculo da sapata à flexão, visto serem as sapatas

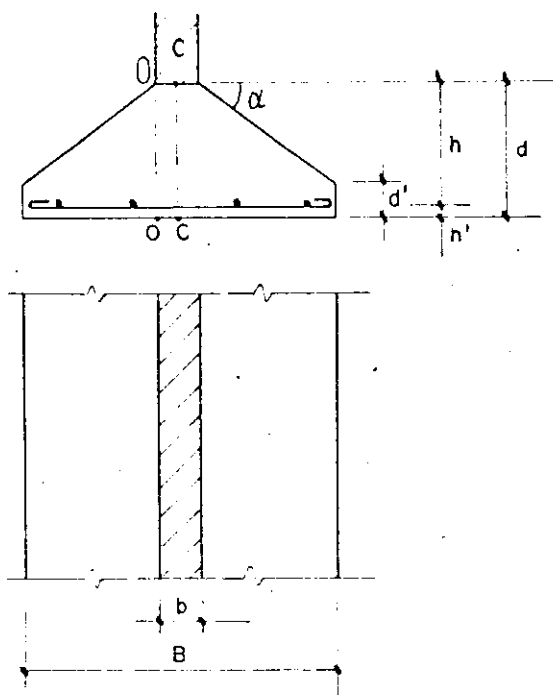


FIGURA - 19 -

corridas normalmente carregadas por muros de alvenaria, não havendo, nesses casos, condições para se interpretar como sendo 0-0 a seção de ruptura da sapata.

Note-se que, para reação do terreno no cálculo de M_C , foi considerado P ao invés de $P' = 1,05 P$.

Calcula-se a ferragem necessária para a flexão pelo estado III através de $M_R = 1,65 M$, utilizando-se a tabela 1 reproduzida de A.M. ROCHA¹⁶.

ESFORÇO CORTANTE

Pela fórmula conhecida da Resistência dos Materiais, e considerando-se a influência benéfica do parâmetro inclinado da sa-

parte, tem-se para esforço cortante na seção mais desfavorável,

$$Q' = Q - \frac{M \operatorname{tg} \alpha}{h}$$

Considerando-se $P \cong P'$, tem-se:

$$Q = 100 P \frac{B-b}{2} = \frac{P}{2B} (B-b)$$

$$M = \frac{P}{8} (B-b)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2(d-d')}{B-b}$$

Tem-se portanto,

$$Q' = \frac{P}{2B} (B-b) - \frac{P(d-d')}{4h}$$

Por simplificação, fazendo-se:

$$d-d' = 0,75d$$

$$h \cong 0,9 \times d$$

Chega-se a:

$$Q' \cong \frac{P(B-b)}{2B} - 0,2 P$$

ou, com outra apresentação:

$$Q' \cong 20 p (1,5 B - 2,5 b) \dots\dots\dots(18)$$

A tensão máxima cisalhante é obtida por:

$$\tau = \frac{Q'}{zb}$$

Usando-se (18) e considerando-se $z = \frac{8}{9} h$,

$$\tau = \frac{P}{8h} (2,7 B - 4,5 b) \dots\dots\dots (19)$$

A fórmula (19) tem a vantagem de ser simples podendo ser aplicada para os casos usuais, desde que se tenha $d' \cong 0,25 d$ e $P' \cong P$, aproximações que de fato existem nos casos correntes.

Sempre que possível deve-se evitar ferragem dobrada para combater os esforços de tração oriundos do cisalhamento, o que se obtém, fixando para a sapata uma altura de forma a se ter $\tau \leq \bar{\tau}$.

Segundo o artigo 97 da NB-1:

$$\bar{\tau} \leq \begin{cases} \frac{\tau_R}{25} \\ 8 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Segundo o C.E.B.: $\bar{\tau} \leq 0,5 \sqrt{\sigma_R}$

Tem-se então, para o cálculo da altura da sapata:

$$h \geq \frac{P}{8\bar{\tau}} (2,7 B - 4,5 b) \dots\dots\dots (20)$$

Para as fórmulas acima, vale:

P = Carga por metro de sapata (em kg)

P' = 1,05 P

p = Taxa do terreno (em kg/cm²)

z = Braço de alavanca na fase elástica ($z = \frac{7}{8} h$, ou $z = \frac{8}{9} h$)

τ = Tensão solicitante de cisalhamento

$\bar{\tau}$ = Tensão admissível de cisalhamento

A altura calculada pelo cortante pode ser inferior à mínima

nima necessária à flexão, o que ocorrerá caso não seja encontrado na tabela 1 o valor de α .

Nesse caso, deve ser adotada, para a sapata, a altura mínima à flexão, de acordo com a tabela 2, reproduzida de Aderson M. Rocha²⁰.

A altura mínima à flexão, comentada acima, é referida à peça normalmente armada, sem armadura dupla.

ADERÊNCIA

Verifica-se a aderência através da expressão:

$$\bar{\tau}_a = \frac{Q'}{P_{\phi.z}}$$

sendo:

$\bar{\tau}_a$ = Tensão admissível de aderência entre o aço e o concreto

Q' = Esforço cortante máximo

P_{ϕ} = Perímetro total dos ferros de armação por unidade de comprimento de sapata.

Para tensão média de aderência na ruptura, a EB-3/67 fixa:

$$\tau_R = n(0,75 \sigma_T)$$

sendo:

n = Coeficiente de aderência mínima do aço usado

σ_T = Tensão mínima de ruptura do concreto à tração simples

Na falta de determinação experimental:

$$\sigma_T = \begin{cases} \frac{\sigma_R}{10}, & \text{para } \sigma_R \leq 180 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,06 \sigma_R + 7 \text{ kg/cm}^2, & \text{para } \sigma_R > 180 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Para tensão admissível de aderência, tem-se:

$$\bar{\tau}_a = \frac{\tau_R}{1,65}$$

Usando-se (18) e fazendo-se $z = \frac{8}{9} h$:

$$P_0 \geq \frac{P}{4 h \bar{\tau}_a} (135 B - 225 b) \dots\dots\dots(21)$$

Sendo n_ϕ o nº de ferros por unidade de comprimento:

$$S_f = n_\phi \frac{\pi \delta^2}{4}$$

$$P_\phi = n_\phi \pi \delta$$

Dónde:

$$\delta \leq \frac{4 S_f}{P_\phi}$$

ou:

$$\delta \leq \frac{16 S_f \cdot h \cdot \bar{\tau}_a}{p(135 B - 225 b)} \dots\dots\dots(22)$$

A fórmula (22) permite, a partir de S_f conhecido, determinar o diâmetro máximo do ferro a utilizar, com o que estaria satisfeita a questão de aderência.

Caso o δ encontrado pela (22) esteja fora das bitolas comerciais dos aços para concreto armado, a solução seria aumentar S_f ou h , conforme um julgamento do que seria mais conveniente.

Exemplo 5:

Calcular a fundação do exemplo 3 como sapata flexível.

Solução:

Cálculo da largura B pela (16):

$$B = \frac{P'}{100 p} = \frac{1,05 \times 30000}{100 \times 2} \cong 160 \text{ cm}$$

Cálculo da altura, face ao cortante:

- pela (20):

$$h \geq \frac{p}{8 \bar{\tau}} (2,70 B - 4,5 b)$$

$$\bar{\tau} = \frac{\sigma_R}{25} = \frac{110}{25} = 4,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$h \geq \frac{2}{8 \times 4,4} (2,7 \times 160 - 4,5 \times 20) \therefore h \geq 20 \text{ cm}$$

adota-se:

$$h = 22 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

Cálculo da armadura pela flexão:

- usando-se (17):

$$M = \frac{P}{8} (B-b) = \frac{30000}{8} (160-20) = 525000 \text{ kg cm}$$

$$M_R = 1,65 M = 1,65 \times 5250 \text{ kg m} = 8660 \text{ kg m}$$

Utilizando-se a tabela 1:

$$\text{para } r = \frac{h}{\sqrt{M_R}} = \frac{22}{\sqrt{8660}} \cong 0,24 \quad , \quad \alpha = 45,5$$

$$S_f = \frac{M_R}{\alpha h} = \frac{8660}{45,5 \times 22} \cong 8,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo do diâmetro máximo do ferro a utilizar, face a aderência:

- pela (22):

$$\delta \leq \frac{16 S_f h \bar{\tau}_a}{p(135 B - 225 b)}$$

$$\bar{\tau}_a = \frac{\eta(0,75 \sigma_T)}{1,65}$$

para o aço CA-50, $\eta = 1,5$

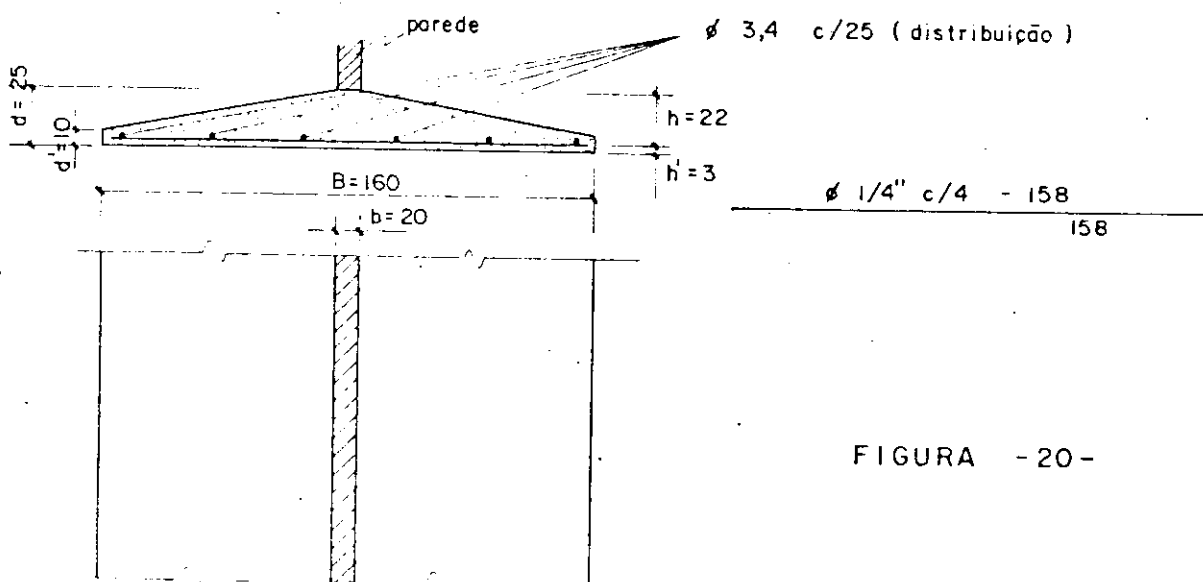
$$\sigma_T = \frac{Q_R}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_a = \frac{1,5(0,75 \times 11)}{1,65} \cong 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta \leq \frac{16 \times 8,65 \times 22 \times 7,5}{2(135 \times 160 - 225 \times 20)} \quad \therefore \delta \leq 0,67 \text{ cm}$$

utiliza-se portanto $\bar{\phi} 1/4''$, com $\delta = 0,635$ e tem-se:

$$S_f = 8,65 \text{ cm}^2/\text{m} = 27 \bar{\phi} 1/4'' = \bar{\phi} 1/4'' \text{ C. 4 cm}$$



3.2.1.1 - COMPARAÇÃO ENTRE SAPATAS RÍGIDAS E FLEXÍVEIS

Pode-se verificar que a diferença entre sapata rígida e flexível, consiste essencialmente no maior volume de concreto da sapata rígida, já que a ferragem das duas são obtidas por fórmulas que se diferenciam apenas pelo uso no denominador de:

h - para as sapatas rígidas

z - para as sapatas flexíveis (sendo agora, z = braço de alavanca elástico ou plástico, conforme se trate de estágio II ou estágio III).

A diferença obtida na seção de ferro entre os dois tipos de sapatas é pequena, o que, acrescido ao fato de que para as sapatas sobre os terrenos comuns não é possível atingir a proporção econômica entre o aço e o concreto (vide Ítem 3.1.4), fica comprovado ser a sapata flexível mais econômica que a sapata rígida.

Conclui-se ainda que para os terrenos usuais, nos quais $p < 11,3 \text{ kg/cm}^2$, a solução mais econômica da sapata flexível é a que fornece um menor volume de concreto e portanto uma altura menor.

Para ilustração do tratado acima, é fornecido a seguir a tabela de custo dos exemplos 3 e 5, calculados respectivamente como sapata rígida e flexível.

Pela referida tabela, verifica-se que a solução por sapata flexível, corresponde a cerca de 22,7% do custo da mesma fundação, calculada como sapata rígida.

Exemplo	Consumo -kg-		Custo/kg PADRÃO		Custo TOTAL/m
	Concreto	Aço	Concreto	Aço	
3-Rígida	2016	5,81	1,0	10,0	2.074,10
5-Flexível	360	11,13	1,0	10,0	471,30

Desenvolvendo-se, para sapatas flexíveis de base quadrada, raciocínio análogo ao do item 3.1.4, encontra-se-ia!

$$\frac{h}{A} = 85,8 \times 10^{-3} \sqrt{p}$$

ou

$$p = \frac{10^6}{85,8^2} \frac{h^2}{A^2} \dots p = 136 \frac{h^2}{A^2}$$

3.2.2 - Sapatas Tronco-Piramidais

Trata-se aqui das sapatas flexíveis de base quadrada ou retangular, com carga centrada.

Tais estruturas apresentam-se normalmente com paramentos inclinados e com fustes ou colarinhos, o que foi justificado no item 3.1.4 .

As sapatas referidas devem ser calculadas tendo em vista a possível ruína por flexão, puncionamento ou aderência.

FLEXÃO

Segundo diversos ensaios, entre os quais os realizados por A.N. TALBOT e FRANK E. RICHART, executados na Universidade de

Illinois¹³, observou-se que a ruptura por flexão, nesse tipo de estrutura, desenvolve-se segundo planos que facejam as bordas dos pilares (plano I-I ou II-II da figura -21-), e que as tensões nas armaduras são as que correspondem às provenientes do momento que o respectivo consolo (tal como o achuriado na figura -21-), solicita a seção de ruptura considerada.

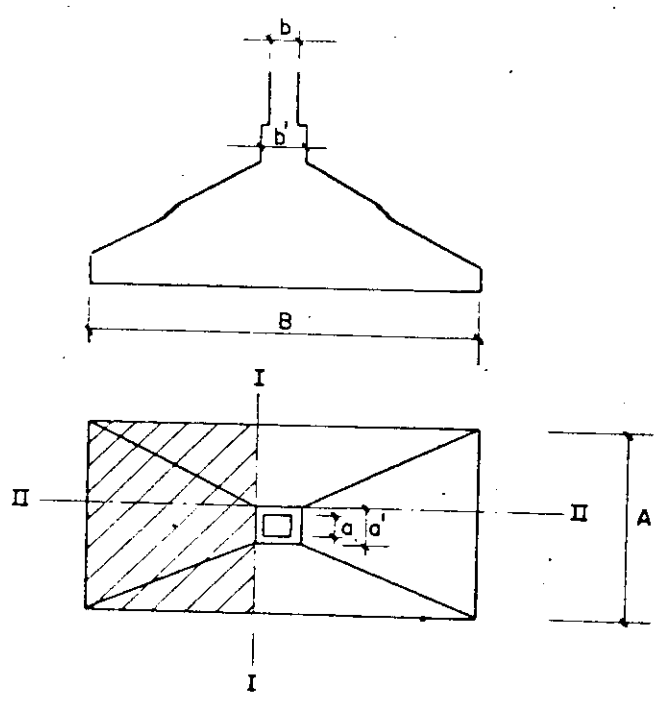


FIGURA - 21 -

Portanto, temos para momentos máximos,

$$M_B = A \left(\frac{B-b'}{2} \right) P \left(\frac{B-b'}{4} \right)$$

ou

$$M_B = \frac{P}{8} \frac{B}{B} (B-b')^2$$

e,

$$M_A = \frac{P}{8} \frac{P}{A} (A-a')^2 \dots\dots\dots(23)$$

Para se calcular a armadura de combate à flexão, a rigor, dever-se-ia considerar a seção em sua forma trapezoidal. É o usual, porém, calculá-la como seção retangular de lado a' ou b', o que se situa a favor da segurança.

B. LÖSER¹¹, considera, para momentos máximos na sapata, os que ocorrem em relação a dois eixos que passam pelo seu centro,

ou seja:

$$M_B = \frac{P}{8} (B-b') \quad ; \quad M_A = \frac{P}{8} (A-a')$$

As fórmulas fornecidas por B.LÖSER se justificam pela fato de a maior parte dos ensaios sobre o assunto terem se processado na segunda metade deste século¹³, não tendo sido portanto utilizados pelo referido autor.

As fórmulas de B.LÖSER fornecem, para os momentos, valores superiores aos encontrados pelas fórmulas (23), que são as adotadas por diversos regulamentos, entre os quais se situam o A.C.I. e o C.E.B.

A justificativa física das fórmulas (23) é o fato de o pilar, solidário com a sapata contribuir para a resistência do prisma de base $a'xb'$, obrigando a sapata a romper fora deste prisma.

O mesmo raciocínio não poderia ser feito para sapatas sob paredes, motivo pelo qual, para as sapatas corridas, adota-se fórmula análoga à fornecida por B.LÖSER.

POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS

Em sapata de base quadrada, distribuí-se as armaduras calculadas, uniformemente ao longo das dimensões da sapata.

Já em sapata de base retangular, resulta mais conveniente para a armadura normal ao lado maior uma maior concentração, na zona central da sapata, o que é justificado pela distribuição irregular do momento ao longo da sapata, conforme resultados obtidos por - GROTKAMP e comentados por B.LÖSER¹¹.

A esse respeito, o código A.C.I.-1963, especifica o seguinte:

Em sapata de base retangular de dimensões $B \times A$, sendo $B > A$, a armadura paralela ao lado $B (S_{fB})$, distribui-se uniformemente em toda a largura da sapata.

Quanto à armadura paralela ao lado $A (S_{fA})$, deve se distribuir em uma zona central igual ao lado A , uma parte da armadura, dada por: $S_{fA}^I = S_{fA} \frac{2}{(B/A + 1)}$, enquanto a outra parte da armadura, dada por: $S_{fA}^{II} = S_{fA} - S_{fA}^I$, será distribuída uniformemente nas duas caixas restantes e iguais a $(B-A)/2$.

O procedimento descrito é esclarecido pela figura -22-.

Mesmo em se tratando de base quadrada, para a qual, segundo GROTKAMP, a distribuição irregular dos momentos apresenta a relação $M_{\text{médio}} \cong 0,51 M_{\text{max}}$, LÜSER¹¹ sugere a densificação maior da armadura no centro da sapata, para o que HAHN⁷, sugere uma solução prática, ou seja, a de tomar na zona central um espaçamento da armadura igual a metade do espaçamento na zona externa.

A distribuição irregular de momentos, estudada por GROTKAMP, é agravada a medida que aumenta a relação B/A da sapata, devido às grandes deformações que se processam na direção do maior lado.

Por esse motivo, é aconselhável limitar, para sapatas tronco-piramidais, a retangularidade da base na relação $B = 2A$.

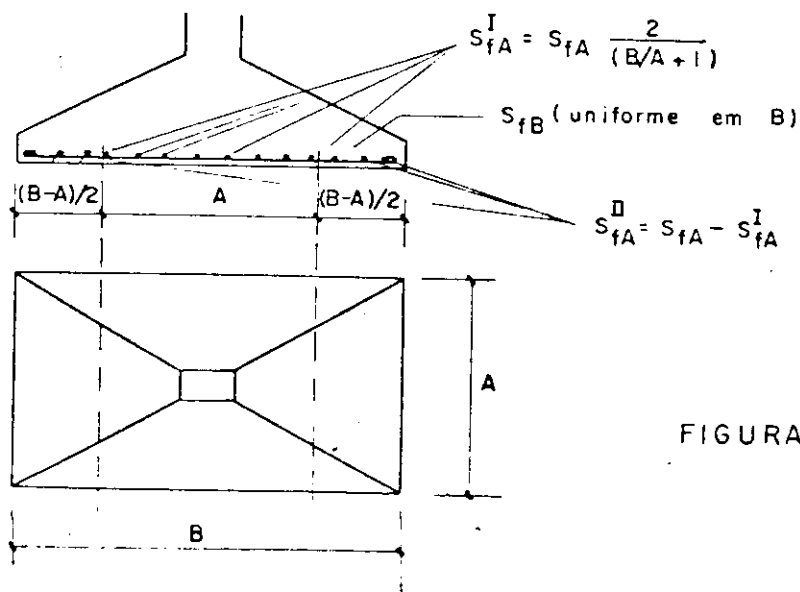


FIGURA - 22 -

Outra justificativa para o limite da retangularidade da sapata é a irregularidade da distribuição de pressões sobre o solo, que se observa com o acréscimo da relação B/A como pode ser visto pelo trabalho de M.G. MERCY¹².

PUNÇÃO

Devido à carga concentrada no contacto pilar-sapata, é originada a ação de puncionamento, a qual pode ser responsável por tensões elevadas no concreto, podendo mesmo, dependendo da flexibilidade da sapata, ser o esforço mais importante no dimensionamento da mesma.

Considerando que, nas sapatas individuais, a carga concentra-se em uma pequena área da peça, a verificação ao puncionamento neesses tipos de estrutura torna-se mais conveniente que a verificação ao cisalhamento, dada pelas fórmulas comuns da Resistência dos Materiais.

Segundo interpretações de numerosos ensaios realizados, que serviram de base para a regulamentação do Código A.C.I., bem como, das prescrições do C.E.B. a respeito, admite-se que uma sapata solicitada por carga concentrada, ao se romper por corte, punciona segundo uma figura cônica ou piramidal, cuja base menor é do contato entre a carga e a sapata, tendo suas faces inclinadas de um ângulo de 45°.

A fórmula que melhor expressa a tensão proveniente de referido puncionamento é dada por:

$$\tau_p = \frac{F_p}{P_c \cdot h} \dots\dots\dots(24)$$

Sendo:

τ_p = Tensão solicitante de puncionamento

F_p = Força de puncionamento, equivalente a carga total sobre a coluna, menos a força contida na área limitada pelo perímetro P_c (figura -23-)

P_c = Perímetro do contorno situado a uma distância $h/2$ da borda da coluna (figura -23-)

h = Altura útil da sapata

Portanto,

$$F_p = p [AB - (a'+h) (b'+h)]$$

$$P_c = 2(a'+b'+2h)$$

pelo que:

$$\tau_p = \frac{p [AB - (a'+h) (b'+h)]}{2(a'+b'+2h)h} \dots\dots\dots (25)$$

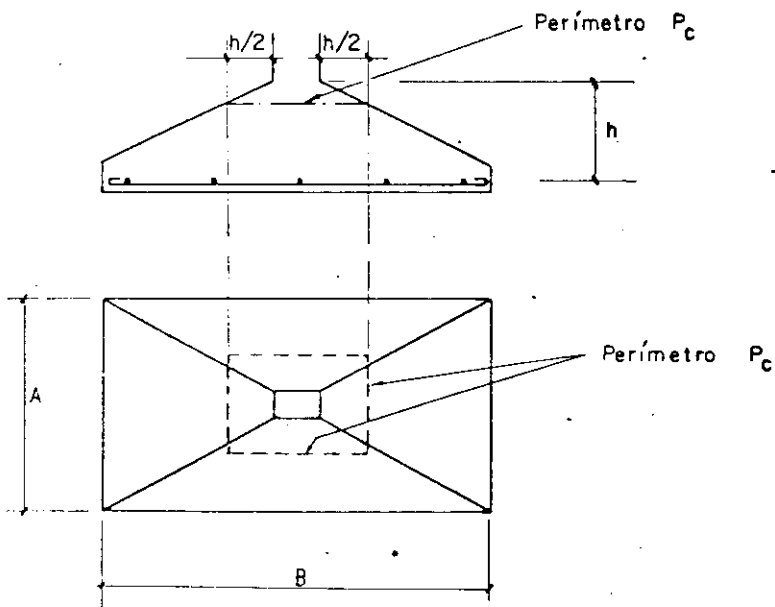


FIGURA -23-

Pode-se aumentar a resistência ao puncionamento com a colocação de barras dobradas (costura) ou estribos, bem como, com a colocação, na sapata, de elementos metálicos rígidos, visando aumentar o cone ou pirâmide de ruptura.

Quanto à colocação de barras dobradas ou estribos, acha-se desaconselhável, devido ao fato de que para a armadura entrar em tensão, ocorre antes a fissuração do concreto, o que é indesejável em se tratando de uma peça de fundação.

Quanto à colocação de peças metálicas rígidas aumentando a área de punção, foram realizadas experiências por W.G.CORLEY e N.M.HAWKINS, cujas conclusões encontram-se comentadas por O.MORETTO¹³.

A segunda solução seria tecnicamente a mais razoável, não se justificando, porém, no aspecto econômico, já que, logicamente, os elementos metálicos necessários seriam mais onerosos que um pequeno acréscimo na altura da sapata, o que, via de regra, torna-se possível.

Pelos motivos acima, é normal dimensionar-se a sapata, tendo em vista obter o valor de h , para o qual a tensão de puncionamento não seja superior à admissível, ou seja: $\tau_p \leq \bar{\tau}_p$.

Para isso, trabalhando-se com a (25), ter-se-ia:

$$C h^2 + D h - E = 0 \quad \dots\dots\dots(25')$$

O valor mínimo de h seria dado pela raiz positiva da equação (25'), onde:

$$C = 4 \bar{\tau}_p + p$$

$$D = (2 \bar{\tau}_p + p) (a' + b')$$

$$E = P - p a' b'$$

Para a tensão admissível à punção pode-se adotar:

Segundo o C.E.B.:

$$\bar{\tau}_p = 0,5 \sqrt{\sigma_R}$$

Segundo a A.B.N.T. admitindo $\bar{\tau}_p = \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau}_p \leq \begin{cases} \frac{\sigma_R}{25} \\ 8 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Convém observar que a altura calculada à punção pode ser insuficiente face à flexão, de acordo com o observado em 3.2.1 .

Conhecidos os elementos p , a' , b' e determinado $\bar{\tau}$, A e B pela fórmula (25), determina-se h à punção, a partir do que, calcula-se a ferragem à flexão e δ_{\max} à aderência.

Nas sapatas rígidas anteriormente tratadas, devido a sua grande altura, torna-se dispensável a verificação à punção.

ADERÊNCIA

A tensão de aderência é verificada com o esforço cortante correspondente à seção I-I ou II-II da figura -21-, ou seja:

$$\tau_{a,B} = \frac{\frac{P}{2} A(B-b')}{P_{\phi,B} \cdot z}$$

$$\tau_{a,A} = \frac{\frac{P}{2} B(A-a')}{P_{\phi,A} \cdot z}$$

Sendo:

$\tau_{a,A}; \tau_{a,B}$ = Tensões solicitantes de aderência na direção A ou B

$P_{\phi,A}; P_{\phi,B}$ = Perímetro total dos ferros paralelos à dimensão A ou B

z = Braço de alavanca elástico

Para tensão admissível de aderência, tem-se:

$$\bar{\tau}_a = \frac{\eta}{1,65} (0,75 \sigma_T) \text{ - ver item 3.2.1 -}$$

Desenvolvendo-se raciocínio análogo ao do item 3.2.1, chegar-se-ia a:

$$\delta_B \leq \frac{64h S_{fB} \bar{\tau}_a}{9 p A(B-b)} ; \delta_A = \frac{64h S_{fA} \bar{\tau}_a}{9 p B(A-a)} \dots\dots\dots(26)$$

Pelas fórmulas (26) obtêm-se o diâmetro máximo possível do aço, na direção B ou A, a fim de ter-se $\tau_a \leq \bar{\tau}_a$.

$S_{fB}; S_{fA}$ = Seção de ferros à flexão na direção B ou A.

3.2.2.1 - ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATA FLEXÍVEL

a) Cálculo da altura

a.1) Pela fórmula (16) se obtém a altura econômica:

$$h_{econ} = 8,58 \times 10^{-2} \times A \sqrt{p} \dots\dots\dots(16')$$

a.2) Pela fórmula (25') se obtém a altura mínima à punção:

adota-se $h_{\text{econom.}}$ se: $h_{\text{econom.}} > h_{\text{min}}$

adota-se h_{min} se: $h_{\text{econom.}} < h_{\text{min}}$

b) Cálculo da ferragem à flexão
pelas fórmulas (23)

c) Cálculo do diâmetro máximo da armadura
pelas fórmulas (26)

Exemplo 6:

Verificar a solução mais econômica para a fundação do exemplo 4.

Solução:

A solução será desdobrada nos itens abaixo:

a) Cálculo como sapata flexível:

a.1) Com altura mais econômica

a.2) Conservando altura adotada para a sapata rígida - exemplo 4.

b) Cálculo das dimensões da fundação com o bloco simples.

c) Tabela de apropriação dos resultados incluindo a solução do exemplo 4.^a - Sapata rígida.

a) Cálculo como flexível

a.1) Solução mais econômica

$$\text{área da sapata: } S = \frac{1,05 P}{p} = \frac{1,05 \times 60000}{2} = 31500 \text{ cm}^2$$

Dimensões da base (quadrada):

$$A = B = \sqrt{S} = \sqrt{31500} \cong 178 \text{ cm}$$

adota-se: $A = B = 180 \text{ cm}$

Cálculo da altura econômica: pela (16')

$$h_{\text{econômico}} = 0,0858 \times A \times \sqrt{P} = 0,0858 \times 180 \times \sqrt{2} = 21,8 \text{ cm}$$

Cálculo da altura mínima pela punção: - pela (25')

$$C h^2 + D h - E = 0$$

$$C = 4 \bar{\tau} + p$$

$$D = (2 \bar{\tau} + p) (a' + b')$$

$$E = P - p a' b'$$

$$\bar{\tau} = \frac{\sigma_R}{25} = \frac{150}{25} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 4 \times 6 + 2 = 26$$

$$D = (2 \times 6 + 2) (25 + 25) = 700$$

$$E = 60000 - 2 \times 25 \times 25 = 58750$$

Substituindo-se C, D, E em (25'), chegar-se-ia a:

$$26 h^2 + 700 h - 58750 = 0$$

Desprezando-se o valor negativo de h por não ter significado físico, fica-se com $h_{\text{min}} = 36 \text{ cm}$.

Como $h_{\text{econômico}} < h_{\text{min}}$, adota-se:

$$h = 37 \text{ cm}; \quad d = 40 \text{ cm}; \quad d' = 10 \text{ cm}$$

Cálculo da armadura pela flexão: - Segundo (23) e tabela 1:

$$M_A = M_B = \frac{P}{8B} (B-b')^2 = \frac{60000}{8 \times 180} (180-25)^2 = 1.000.000 \text{ kg cm}$$

$$M_R = 1,65 M = 1,65 \times 10000 = 16500 \text{ kg m}$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{M_R/b'}} = \frac{37}{\sqrt{16500/0,2}} = 0,140$$

onde, $\alpha = 39,5$

$$S_f = \frac{M_R}{\alpha h} = \frac{16500}{39,5 \times 42} = 9,95 \text{ cm}^2$$

Cálculo do diâmetro máximo do ferro, devido à aderência: pela (26)

$$\delta_{mx} = \frac{64 S_f h \bar{\tau}_a}{9 p B (B-b')}$$

$$\bar{\tau}_a = \frac{\eta(0,75 \times \sigma_T)}{1,65}$$

$$\sigma_T = \frac{\sigma_R}{1,0} = \frac{150}{1,0} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

AÇO CA-50 , $\eta = 1,5$

$$\bar{\tau}_a = \frac{1,5(0,75 \times 15)}{1,65} = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_{mx} = \frac{64 \times 9,95 \times 42 \times 10,2}{9 \times 2 \times 180 (180-25)} = 0,55 \text{ cm}$$

Utiliza-se portanto $\phi 4,6 \text{ mm} < 0,51 \text{ cm}$, o que dá

$$S_{fA} = S_{fB} = 9,95 \text{ cm}^2 \approx 60 \phi 4,6$$

A ferragem obtida deve ser distribuída uniformemente nas dimensões da sapata, com o que se teria entre os ferros um espaçamento aproximado de 3 cm.

Caso houvesse interesse em aumentar o espaçamento entre os ferros, com acréscimo da bitola, dever-se-ia aumentar a seção de ferro, o que equivale a diminuir a tensão nos mesmos.

A solução acima acha-se detalhada na figura -24-.

a.2) Conservando-se a altura adotada no exercício 4

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$d' = 12,5 \text{ cm}$$

Verificação à punção:

não necessária pelo fato de a altura adotada ser superior à da solução a.1).

Cálculo da ferragem à flexão:

$$M_R = 16500 \text{ kg m (da solução a.1)}$$

$$r = \frac{46}{\sqrt{16500/0,25}} = 0,18, \text{ donde } \alpha = 44 \text{ (tabela 1)}$$

$$S_f = \frac{16500}{44 \times 46} = 8,15 \text{ cm}^2$$

Cálculo de δ_{mx} :

$$\delta_{mx} = \frac{64 \times 8,15 \times 46 \times 10,2}{9 \times 2 \times 180 \times 155} \approx 0,5 \text{ cm}$$

dever-se-ia usar ϕ 4,6 mm < 0,5 cm

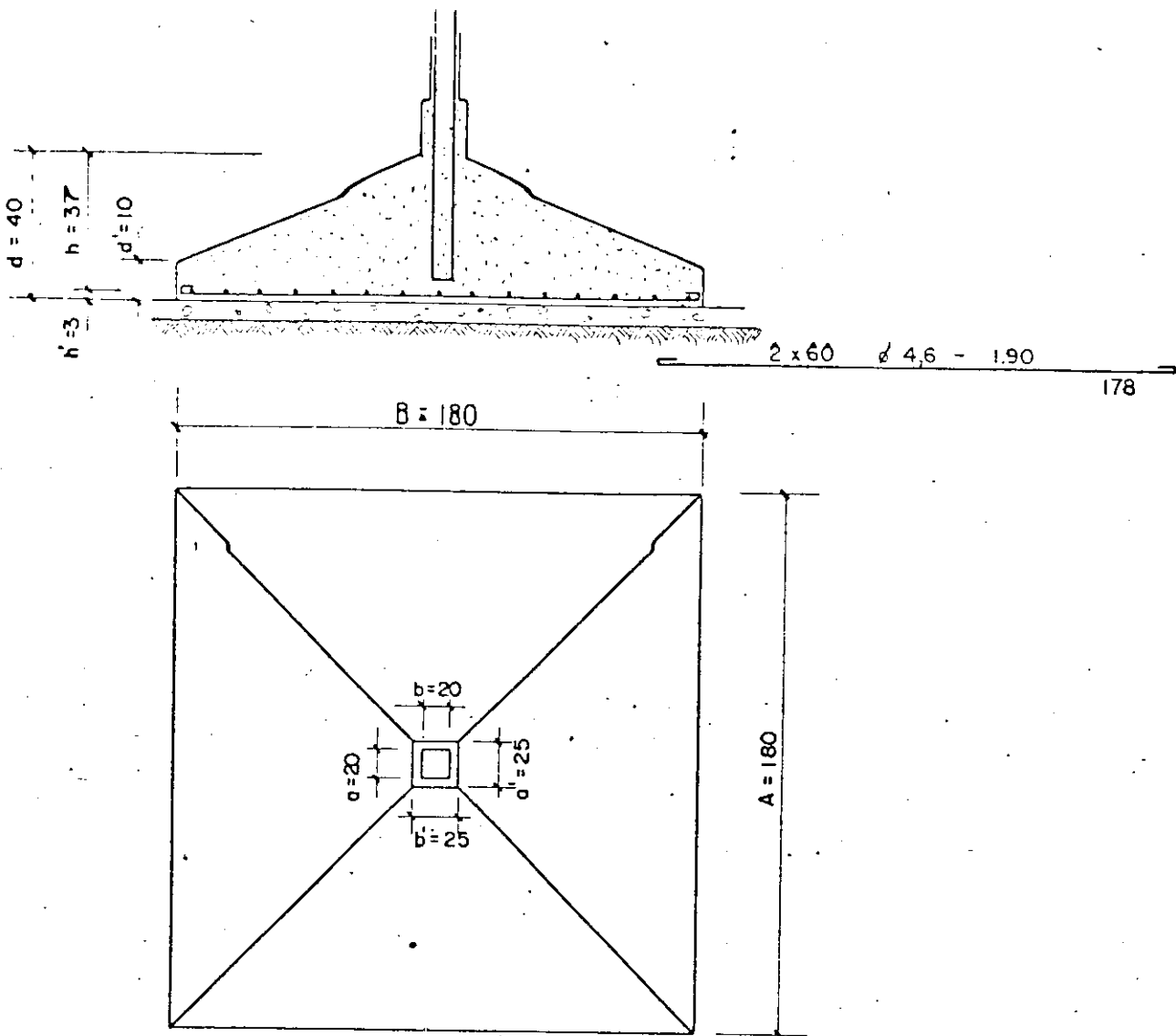


FIGURA - 24 -

b) Cálculo como bloco simples

Calcula-se nesse ítem, apenas as dimensões do bloco a fim de se poder apropriá-lo, sem fazer as verificações necessárias e realizadas no exemplo 2, mesmo porque, sempre seria possível variar a percentagem e a bitola do ferro no pilar, de forma a eliminar prováveis riscos de esmagamento na zona de contato da carga e transmissão por aderência da armadura.

Quanto à variação de acréscimo necessário na área do bloco, foi visto no exemplo 2, que não constitui uma verificação importante.

$$S = \frac{1,1 \times P}{p} = \frac{1,1 \times 60000}{2} = 33000 \text{ cm}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = \sqrt{33000} \approx 182 \text{ cm}$$

adotar-se, $A = B = 185 \text{ cm}$

$$d = H = \frac{B-b'}{2} \operatorname{tg} \beta$$

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\beta} = \frac{p}{\bar{\sigma}_T} + 1$$

Em se tratando agora de um concreto mais pobre, considere-se:

$$\sigma_R = 100 \text{ kg/cm}^2$$

o que dá: $\bar{\sigma}_T = 6,1 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\beta} = \frac{2}{6,1} + 1 = 1,33$$

Pelo que: $\beta = 50^\circ$; $\operatorname{tg} \beta = 1,15$

$$d = \frac{185-25}{2} \times 1,15 = 92 \text{ cm}$$

$$d' = 25 \text{ cm}$$

Considerando-se para o concreto do bloco $\rho_c = 2.300 \text{ kg/m}^3$ tem-se, para peso do bloco calculado:

$$P_c = 4670 \text{ kg}$$

e) Tabela de custos

Para a construção da tabela de custos, conserva-se os pesos unitários adotados para o custo do concreto da sapata e do aço, e considera-se que, devido ao fato de o concreto do bloco simples ser mais pobre, tanto no teor de cimento, quanto na qualidade do agregado graúdo, seu custo equivale a 60% do custo assumido para o concreto da sapata, o que representa um peso de 0,6 .

Tipo de fundação	Consumo-kg-		Custo(PADRÃO)		Custo TOTAL
	Concreto	Aço	Concreto	Aço	
Sapata flexível	1680	29,6	1,0	10,0	1.976,00
Sapata Rígida	2208	33,6	1,0	10,0	2.544,00
Bloco Simples	4670	-	0,6	-	2.802,00

A comparação entre os custos totais, convida a um estudo melhor do custo do concreto nos blocos simples, os quais talvez tornem-se mais convenientes que as sapatas rígidas.

ANÁLISE DOS EXEMPLOS 4 E 6

A comparação entre as soluções dos exemplos 4 e 6 dá margens às seguintes observações:

- 1) Mesmo conservando a altura adotada para sapata rígida, o cálculo como sapata flexível torna-se mais econômico, devido a sua taxa de armadura ser menor.
- 2) O ângulo $\beta = 30^\circ$, adotado na solução do exemplo 4, em alguns casos pode ser perigoso, o que é visto pelo fato de a altura mínima, calculada à punção no exemplo 5.a), estar muito próxima da obtida com $\beta = 30^\circ$.

Por outro lado, é medida que aumenta-se β , incorrendo-se no erro comentado no item 3.1.1 .

- 3) Não deve ser desprezada a verificação à aderência, mesmo em sapatas rígidas, o que tira um pouco da comodidade do cálculo da mesma.

Portanto, pelos comentários acima, verifica-se que não é aconselhável o cálculo pelo processo das bielas, nem no aspecto técnico, nem no aspecto econômico.

Exemplo 7:

Calcular a fundação para um pilar, sendo:

$$P = 120 \text{ ton.}$$

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$p = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{AÇO} = \text{CA-50 A} - \sigma_e = 5.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CONCRETO} = \sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Solução:

Adotando-se sapata tronco-piramidal de base retangular:

área de fundação:

$$S = \frac{1,05 P}{p} = \frac{1,05 \times 120000}{2,5} = 50.400 \text{ cm}^2$$

Fixando-se uma das dimensões, tal como:

$$A = 200 \text{ cm,}$$

ter-se-ia:

$$B = \frac{S}{A} = \frac{50400}{200} \cong 255 \text{ cm}$$

Calculando-se a altura mínima à punção:

$$C h^2 + D h - E = 0$$

$$a' = 30 \text{ cm} \quad ; \quad b' = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_p = \frac{\sigma_R}{25} = \frac{150}{25} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 4 \bar{\tau}_p + p = 4 \times 6 + 2,5 = 26,5$$

$$D = (2 \bar{\tau}_p + p) (a' + b') = (2 \times 6 + 2,5) (30 + 40) = 1015$$

$$E = P - p a' b' = 120000 - 2,5 \times 30 \times 40 = 117000$$

Resolvida a equação, encontrar-se-ia:

$$h = 50 \text{ cm}$$

Cálculo da armadura para flexão: - pelas (23)

$$M_B = \frac{P}{8 B} (B - b')^2 = \frac{120000}{8 \times 2,55} (2,55 - 0,4)^2 = 27176 \text{ kg m}$$

$$M_A = \frac{P}{8 A} (A - a')^2 = \frac{120000}{8 \times 2,00} (2,00 - 0,3)^2 = 21675 \text{ kg m}$$

Para cálculo das ferragens toma-se na direção B a base a' e na direção A a base b'.

$$M_{R,B} = 1,65 \times 27176 = 44840 \text{ kg cm}$$

Pela tabela 1:

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_R}{a}}} = \frac{50}{\sqrt{\frac{44840}{0,3}}} = 0,130$$

O fato de não se encontrar o valor de a correspondente ao r calculado indica que não é possível conservar a altura adotada, usando armadura simples.

Deve-se portanto calcular nova altura, o que se faz utilizando a tabela 2

$$h_{\min} = r_o \sqrt{M/a'}$$

Para:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{AÇO} = \text{CA-50 A} \end{array} \right\} r_o = 0,177$$

$$h_{\min} = 0,177 \sqrt{\frac{27176}{0,3}} \approx 53 \text{ cm}$$

Adota-se:

$$h = 57 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 15 \text{ cm}$$

E a seção de ferro pela tabela 1:

$$S_{fB} = 19,42 \text{ cm}^2$$

Na direção A, sendo:

$$M_R = 1,65 \times 21675 = 35764 \text{ kg m}$$

base da seção fletida = b'

$$\text{encontra-se: } S_{fA} = 13,94 \text{ cm}^2$$

Parcela de S_{fA} a distribuir na faixa central de largura

A:

$$S_{fA}^I = S_{fA} \frac{2}{\left(\frac{B}{A} + 1\right)} = 13,94 \frac{2}{\frac{255}{200} + 1} = 12,28 \text{ cm}^2$$

Parcela de S_{fA} a distribuir nas faixas externas de largura $(b-A)/2$:

$$S_{fA}^{II} = S_{fA} - S_{fA}^I = 1,66 \text{ cm}^2$$

Diâmetro máximo dos ferros, pelos (26):

$$\delta_B \leq 0,75 \text{ cm} \quad ; \quad \delta_A \leq 0,53 \text{ cm}$$

Usa-se, portanto:

Armadura paralela a A:

$$S_{fA}^I = 12,28 \text{ cm}^2 = 75 \phi 4,6$$

$$S_{fA}^{II} = 1,66 \text{ cm}^2 = 10 \phi 4,6$$

Armadura paralela a B:

$$S_{fB} = 19,42 \text{ cm}^2 = 60 \phi 1/4''$$

Na figura -25- está detalhado o exemplo 7:

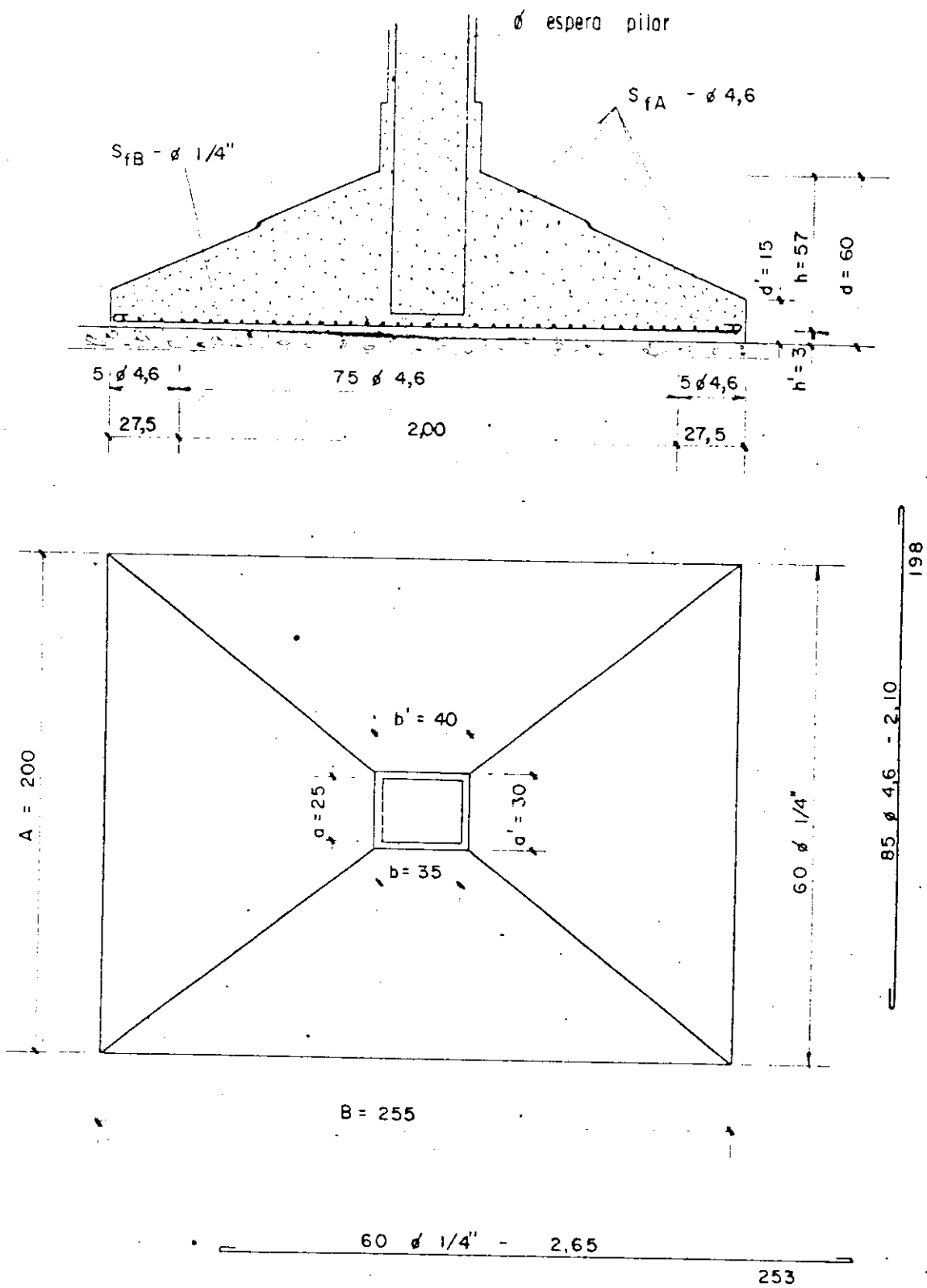


FIGURA - 25 -

3.2.3 - Sapatas Tronco-Cônicas

As sapatas tronco-cônicas flexíveis devem ser verificadas para os mesmos esforços já tratados nas sapatas tronco-piramidais, modificados apenas por condições inerentes à seção circular das sapatas deste item.

FLEXÃO

Segundo LEWE³ pode-se calcular os momentos em sapatas desse tipo pelas expressões seguintes, simplificadas para o caso de altura constante:

$$\begin{aligned}
 m_r &= \frac{-P}{16\pi} \left[3(1-x^2) + 4 \ln x \right] \\
 m_t &= \frac{-P}{16\pi} \left[1 + x^2 - 4 \ln x \right] \dots\dots\dots(27)
 \end{aligned}$$

Onde m_r e m_t são os momentos radiais e tangenciais que atuam nos paralelos definidos pela distância rx a partir do centro, r é o raio da base e P , a carga sobre a sapata.

J.A. CIBRARO³ fornece a solução da equação diferencial através da qual se obteriam os valores de m_r e m_t para placas de altura variável tipo da figura -26-.

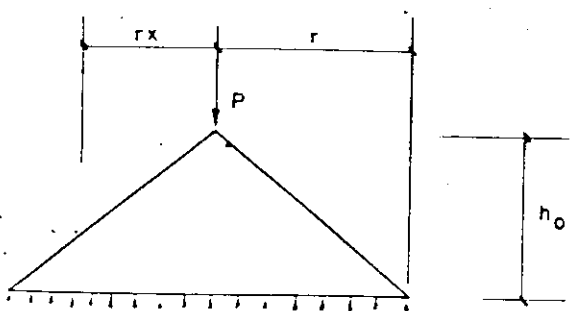


FIGURA -26-

Os valores obtidos para os momentos da placa vista na figura -26- bem como os obtidos para a placa com inércia constante, são mostrados no gráfico da figura -27-, reproduzido de J.A.CIBRARO.

Considerando o fato de que na placa da figura -26- não existe momento tangencial na borda, devido ser nula a altura nos extremos, o que não acontece em nossas placas de fundação, onde, por motivo já justificado, cria-se a altura H' no contorno, fica justificada a adoção das fórmulas (27) para cálculo dos momentos nas sapatas.

No gráfico da figura -27-, acham-se as curvas representativas de m_r e m_t , em função da distância x , igual à fração do raio o , a contar do centro da sapata.

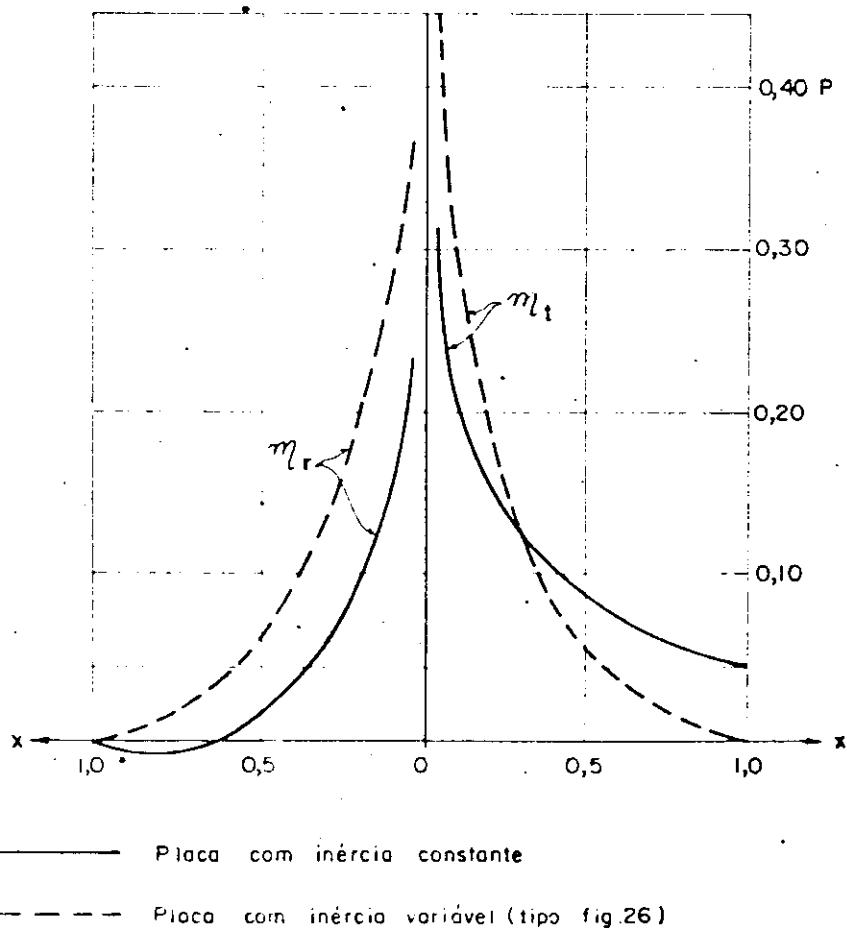


FIGURA -27 -

Sendo os momentos M_r e M_t referidos a largura unitária, usa-se nas fórmulas de dimensionamento a base unitária.

Considerando-se que, em cada paralelo temos valores diferentes para os momentos, deve-se calcular ou verificar a altura máxima h da sapata pelo momento máximo na face do pilar, enquanto a altura mínima H' é verificada para o momento tangencial na borda ($\alpha = 1$).

Para cálculo da ferragem deve-se dividir a sapata em coroas circulares e calcular as armaduras para cada uma, com m_r , m_t e altura da sapata correspondentes ao raio médio das coroas.

O momento m_r dará lugar a uma ferragem radial, enquanto o momento m_t dará lugar a uma ferragem tangencial.

Os ferros radiais serão condicionados pelo primeiro e último anel, enquanto os ferros tangenciais serão colocados em círculos, com espaçamento variável, de acordo com a necessidade de cada faixa (coroa circular).

Para se evitar a superposição da armadura radial no centro da laje, interrompe-se a ferragem em um círculo central de raio aproximadamente igual à metade do diâmetro do fuste.

Para melhorar a ancoragem da ferragem radial e, devido sua interrupção, deve ser superposta uma malha de ferros no centro da sapata, com dimensão suficiente para esta ancoragem.

A fim de se evitar a complexidade dos detalhes acima, sugere-se armar as sapatas tal como o faz A.M.ROCHA¹⁸ para placas circulares, com ferragem em cruz, calculada para o momento máximo, ou seja, para o momento m_t na face do pilar.

Nesse caso, m_t pode ser calculado através da fórmula (27) ou pelo gráfico da figura -27-, sendo $x = \frac{d'}{D} = \frac{\text{diâmetro do fuste}}{\text{diâmetro da base}}$.

PUNÇÃO

A punção na sapata tronco-cônica é verificada analogamente ao que foi feito para a tronco-piramidal, considerando-se o fuste de seção circular, que é o que normalmente ocorre.

Nesse caso, sendo:

$$F_p = \frac{4 P - p \pi (d' + h)^2}{4}$$

$$P_c = \pi (d' + h)$$

obtem-se:

$$C' h^2 + D' h - E = 0 \quad \dots\dots\dots(28)$$

sendo:

$$C' = \pi (4 \bar{\tau}_p + p)$$

$$D' = 2 \pi d' (2 \bar{\tau}_p + p)$$

$$E' = 4 P - p \pi d'^2$$

O valor mínimo de h à punção é dado pela raiz positiva da equação (28), onde d' é o diâmetro do fuste.

Caso seja usado fuste de seção retangular ou quadrada, utiliza-se a equação (25')

ADERÊNCIA

Devido à forma circular da sapata, pode-se considerar que a tensão de aderência é dada pelo esforço cortante total na seção correspondente à seção do fuste dividido pelo braço de alavanca elástico e pelo perímetro total dos ferros da sapata, o que, desenvolv

co, fornece, para diâmetro máximo dos ferros a utilizar na sapata, a fórmula (29):

$$\delta \leq \frac{128 h S_{fT} \bar{\tau}_a}{36 P - 9 p \pi \cdot d'^2} \dots\dots\dots(29)$$

Exemplo 8:

Calcular, como tronco-cônica flexível, a sapata do exemplo 4.

Solução:

$$S = \frac{1,05 P}{p} = \frac{1,05 \times 60000}{2} = 31500 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 31500}{3,14}} \cong 201 \text{ cm}$$

Adota-se $D = 205 \text{ cm}$

e $d' = 30 \text{ cm}$

altura mínima à punção: - pela (28)

$$C' h^2 + D' h - E = 0$$

$$C' = \pi(4 \bar{\tau}_p + p) = 3,14(4 \times 6 + 2) = 81,64$$

$$D' = 2 \pi d'(2 \bar{\tau}_p + p) = 2 \times 3,14 \times 30(2 \times 6 + 2) = 2637,6$$

$$E = 4 P - p \pi d'^2 = 4 \times 60000 - 2 \times 3,14 \times 30^2 = 234348$$

$$81,64 h^2 + 2637,6 h - 234348 = 0$$

$$h \geq 40 \text{ cm} ; H = 45 \text{ cm} ; H' = 12 \text{ cm}$$

Cálculo da armadura para flexão:

- armadura em malha perpendicular -

$$\text{Para } m_{tmax}, \quad x = \frac{d'}{D} = \frac{30}{205} \approx 0,15$$

Pelo gráfico da figura -27-:

$$m_{tmax} = 0,2 P = 0,2 \times 60000 = 12,000 \text{ kg m}$$

Pela tabela 1:

$$r = \frac{h}{\sqrt{M}} = \frac{40}{\sqrt{12000}} = 0,365, \quad \alpha = 48,5$$

$$S_f = \frac{M}{\alpha h} = \frac{12000}{48,5 \times 40} = 6,19 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (em cada direção)}$$

Cálculo do diâmetro máximo pela aderência: - pela (29)

$$\delta \leq \frac{128 h S_{fT} \bar{\tau}_a}{36 P - 9 p \pi d'^2}$$

$$S_{fT} = 2 \times S_f \times D(\text{m}) = 2 \times 6,19 \times 2,05 = 25,38 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_a = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta \leq \frac{128 \times 40 \times 25,38 \times 10,2}{36 \times 60000 - 9 \times 2 \times 3,14 \times 30^2}$$

$$\delta \leq 0,63 \text{ cm} \approx \phi 1/4''$$

Portanto: $S_{fx} = S_{fy} = 20 \text{ c. } 1/4''/\text{m} = \phi 1/4'' \text{ C.5}$

O detalhe da sapata calculada no exemplo 8 é similar à figura -18-, com mudança das dimensões e da ferragem.

Comparando-se a solução do exemplo 8 com a solução tronco-cônica do exemplo 4, pode-se sentir outra vez o inconveniente econômico das sapatas rígidas..

3.2.4 - Sapatas Nervuradas

As sapatas nervuradas têm a vantagem de oferecer uma rigidez maior em relação às tratadas no ítem anterior, e a desvantagem de uma forma mais trabalhosa, tudo devido a existência das nervuras as quais, segundo sua disposição, caracterizam os três tipos principais de sapatas nervuradas.

- Sapata com uma nervura
- Sapata com nervuras em cruz
- Sapata com nervuras em diagonal

3.2.4.1 - Sapata com uma nervura

É o tipo mais usual de sapatas nervuradas, pelo fato de sua forma ser relativamente simples.

Esse tipo de sapata, devido sua rigidez, é a solução ideal das fundações em que, por algum motivo, a relação entre as dimensões da base é maior que 2.

Tem as mesmas o aspecto da figura -28- e são calculadas como segue:

Determina-se a área da fundação pela fórmula:

$$S = \frac{1,05 P}{p}$$

Define-se A e B de forma a se ter $A \times B = S$.

Por motivos econômicos, convém ter-se $B > 2A$.

As lages L_1 e L_2 são calculadas como lages em balanço, com vão

$$l_1 = \frac{A - b_0}{2}$$

Sendo as mesmas dimensionadas através de seu momento fletor e esforço cortante máximo, dados por:

$$M_1 = \frac{p l_1^2}{2}$$

Esforços referidos a uma

faixa unitária

$$Q_1 = p l_1$$

Para d' , usa-se 25% de d , desde que não seja inferior a 10 cm, a fim de se assegurar uma boa rigidez na lage, e mesmo porque, um recobrimento mínimo de 3 cm, faz-se necessário.

As vigas V são calculadas em balanço, engastadas no pilar, com vão:

$$l_2 = \frac{B - b}{2}$$

Sua altura D é dimensionada face ao momento $M_V = \frac{q l_2^2}{2}$ e ao esforço cortante.

$$Q_V = q l_2$$

sendo q , a taxa da viga:

$$q = p A \text{ (kg/m)}$$

A base b_0 da viga é adotada, ao mínimo, 10 cm superior à dimensão a do pilar, de forma a ser dispensado o fuste, e sobre a viga a ser posicionada a forma do pilar

$$b_0 \geq (a+10) \text{ cm}$$

Tanto para a laje como para a viga, não se leva em conta, ao cortar, o efeito favorável da variação da altura, devido ao fato de ser comum realizar esse tipo de sapata com altura constante, quer na laje, quer na viga, e quando isto não ocorre, acha-se a favor da segurança.

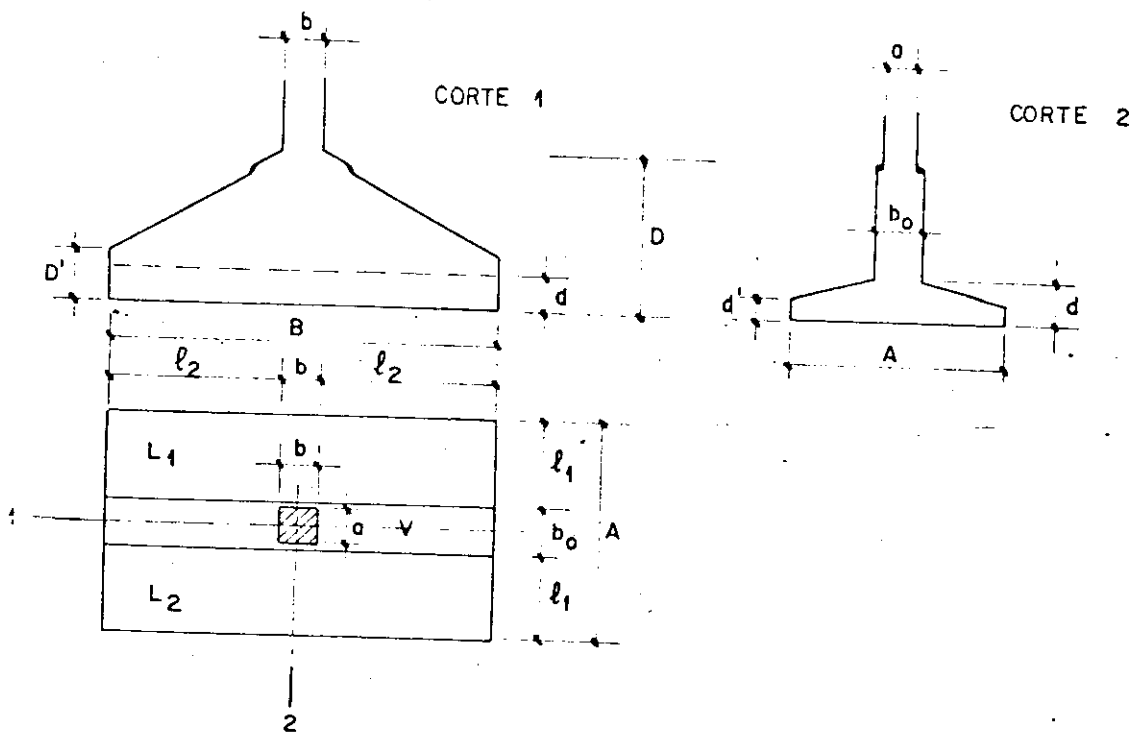


FIGURA - 28 -

Exemplo 9:

Calcular a fundação do exemplo 7, considerando-se que a dimensão A da sapata é limitada em 150 cm.

Solução:

área da fundação: $S = 50400 \text{ cm}^2$

$A = 150 \text{ cm}$

$B = \frac{S}{A} = \frac{50400}{150} = 336 \text{ cm}$

Sendo:

$$A = 1,50 \text{ cm} ; B = 340 \text{ cm}$$

Sendo $\frac{B}{A} > 2$, adota-se a sapata com uma nervura.

Cálculo da laje:

$$p = 2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25000 \text{ kg/m}^2$$

Considera-se $b_0 = 40 \text{ cm}$ (base da nervura)

$$\ell_1 = \frac{A - b_0}{2} = \frac{1,50 - 0,40}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$M_L = \frac{p \ell_1^2}{2} = \frac{25000 \times 0,55^2}{2} = 3780 \text{ kg m}$$

$$Q_L = p \ell_1 = 25000 \times 0,55 = 13750 \text{ kg}$$

Altura necessária pelo cortante

$$h \geq \frac{9 Q_L}{8 b \bar{\tau}}$$

$$\bar{\tau} = \frac{\sigma_R}{25} = \frac{150}{25} = 6 \text{ kg/cm}^2 ; b = 100 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{9 \times 13750}{8 \times 100 \times 6} \approx 26 \text{ cm}$$

Tem-se, $h = 32 \text{ cm} ; d = 35 \text{ cm} ; d' = 10 \text{ cm}$

Cálculo da ferragem à flexão: - pela tabela 1

$$r = \frac{h}{\sqrt{M_R}} = \frac{32}{\sqrt{1,65 \times 3780}} = 0,405 , \alpha = 49$$

$$S_{fL} = \frac{M_R}{\alpha h} = \frac{1,65 \times 3780}{49 \times 32} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m} = \bar{\phi} 3/8" \text{ C.20} + \bar{\phi} 3,4 \text{ C.20}$$

Cálculo da viga

taxa da viga: $q = p \cdot A = 25000 \times 1,50 = 37500 \text{ kg/m}$

balanço da viga: $l_2 = \frac{B-b}{2} = \frac{3,40-0,35}{2} = 1,525 \text{ m}$

$$M_V = \frac{q l_2^2}{2} = \frac{37500 \times 1,525^2}{2} = 43690 \text{ kg m}$$

$$Q_V = q l_2 = 37500 \times 1,525 = 57190 \text{ kg}$$

A altura necessária, para que não haja armadura de cizalhamento na viga, normalmente conduz a valores muito altos (no exemplo seria necessário $h = 2,70 \text{ m}$), o que seria anti-econômico, além da esbelteza inconveniente que geraria na viga.

Devido a isso, costuma-se adotar alturas menores e combater o cizalhamento com barras dobradas.

Seja

$$D = 125 \text{ cm} \quad ; \quad D' = 40 \text{ cm} > d$$

$$h = 120 \text{ cm} \text{ (recobrimento de 5 cm devido ao ferro da lage)}$$

Cálculo da ferragem:

flexão: pela tabela 1

$$S_{fV} = 12,52 \text{ cm}^2 = 10 \phi 1/2"$$

Cizalhamento:

$$\tau = \frac{Q_V}{\frac{8}{9} b_o h_V} = \frac{57190 \times 9}{8 \times 40 \times 120} = 13,40 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando-se a armadura para o cisalhamento ($S_{fb.c}$)

$$S_{fb.c} = \frac{H - H_{\sigma}}{\sigma_f \sqrt{2}}$$

$$H = \frac{\tau_{max} + \tau_{lim}}{2} \cdot \omega \cdot b_o \quad (\text{figura -29-})$$

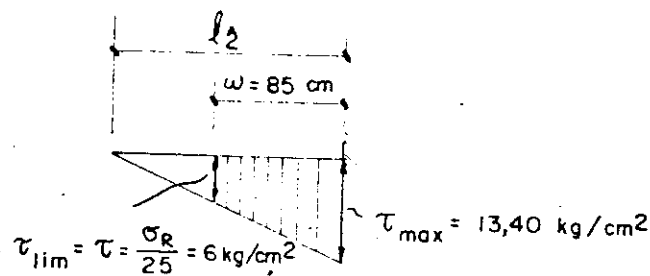


FIGURA - 29 -

$$H = \frac{13,40 + 6,00}{2} \times 85 \times 40 = 32980 \text{ kg}$$

$$H_{\sigma} = S_{f\sigma} \cdot \bar{\sigma}_f \quad ; \quad \sigma_f = \frac{C_e}{1,65} = \frac{5000}{1,65} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

Usando-se para estribos: \emptyset 3/8" C.25 cm

em $\omega = 85$ cm, tem-se 4 \emptyset 3/8" = 5,70 cm²

$$H_{\sigma} = 5,70 \times 3000 = 17100 \text{ kg}$$

$$S_{fb.c} = \frac{32980 - 17100}{3000 \sqrt{2}} = 3,76 \text{ cm}^2 = 3 \bar{6} 1/2" \quad (\text{em cada balanço})$$

Ver detalhe do exemplo 9, na figura -30-.

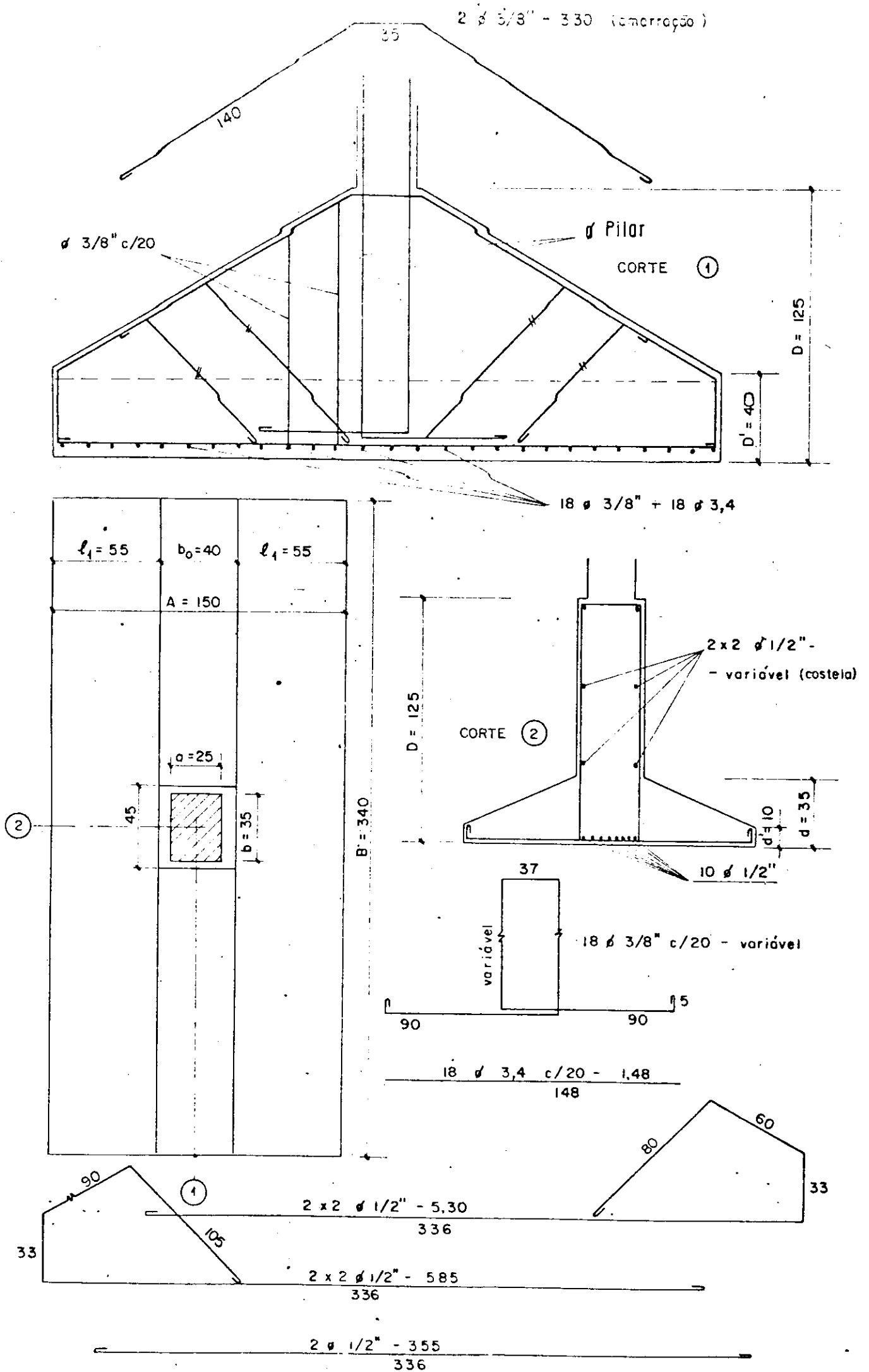


FIGURA - 30 -

3.2.4.2 - Sapata com nervuras em cruz

No caso de grandes áreas de fundação pode-se, para maior enrijecimento da sapata, usar dois contrafortes.

Nesse caso, torna-se conveniente a forma quadrada na base para se obter um comportamento simétrico da sapata e do solo.

Quando os contrafortes ou nervuras se apresentam perpendiculares aos lados da sapata, tem-se a mesma com nervuras em cruz, as quais têm o aspecto da figura -31- e são calculadas como se segue:

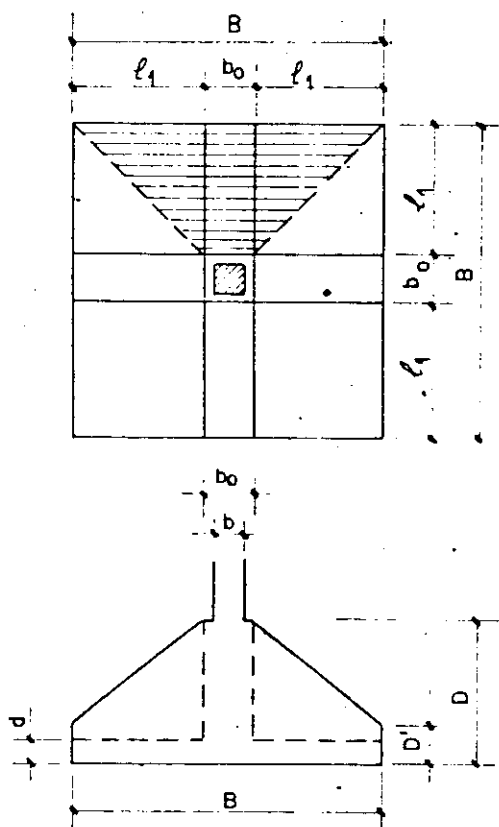


FIGURA - 31 -

As lajes são executadas com espessura constante não inferior a 10 cm e são consideradas engastadas nas nervuras, com esforços máximos aproximados para faixas unitárias:

$$M_L = \frac{1}{2} p \frac{l_1^2}{2}$$

ou: $M_L = \frac{1}{16} p (B-b_0)^2$ (30)

$$Q_L = \frac{p}{8} (B-b_0)$$
(31)

NERVURAS

Considera-se como carga atuante sobre cada nervura a correspondente ao trapézio de bases B e b_o, achuriado na figura -31-, ou seja:

$$P_V = \frac{p}{4} (B^2 - b_o^2) \dots\dots\dots(32)$$

Sendo P_V aplicada no centro de gravidade do trapézio, tem-se, para esforços máximos sobre as nervuras, e correspondendo a seção de engastamento:

$$M_V = P_V \frac{\ell_1}{3} \frac{b_o + 2B}{b_o + B}$$

ou $M_V = \frac{P_V}{6} \frac{B - b_o}{B + b_o} (b_o + 2B) \dots\dots\dots(33)$

$$Q_V = P_V \dots\dots\dots(34)$$

3.2.4.3 - Sapatas com nervuras em diagonal

Quando os contrafortes justificados no ítem anterior são dispostos segundo as diagonais do quadrado da base, tem-se as sapatas com nervuras em diagonal, as quais, em relação às sapatas do ítem anterior, tem a vantagem de tornar mais rígidos os cantos da placa.

As sapatas deste ítem têm o aspecto da figura -32- e são calculadas como se segue:

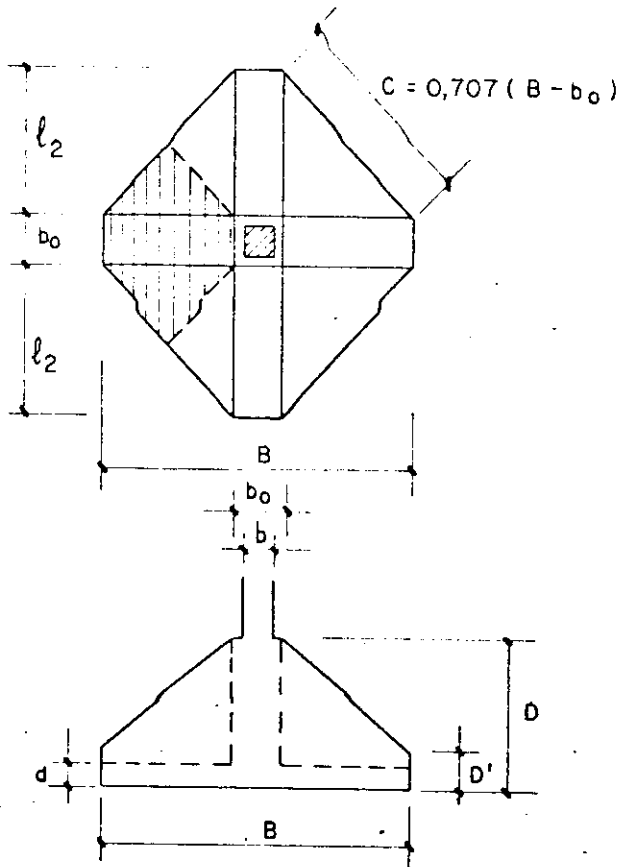


FIGURA - 32 -

Área da sapata:

$$S = B^2 - \frac{(B-b_0)^2}{2} \dots\dots\dots(35)$$

LAJES

Segundo V.FORESTIER⁵, as lajes devem ser calculadas para um vão médio ℓ_1 , sendo:

$$\ell_1 = \frac{2}{3} C = 0,47 (B-b_0)$$

e os momentos máximos positivo e negativo:

$$X_L = - \frac{p \ell_1^2}{12} \quad ; \quad M_L = + \frac{p \ell_1^2}{24}$$

Donde obtêm-se as fórmulas aproximadas:

$$X_L = -0,02(B-b_0)^2 p \dots\dots\dots(36)$$

$$M_L = +0,01(B-b_0)^2 p$$

O momento M_L será o responsável pelas barras inferiores sob as nervuras, enquanto M_L ocasionará as barras superiores no centro das lajes triangulares.

Para esforço cortante máximo, tem-se:

$$Q_L = \frac{p \ell_1}{2}$$

ou, aproximadamente: $Q_L = 0,24(B-b_o) p \dots\dots\dots(37)$

NERVURAS

Como nas sapatas do item anterior supõe-se as nervuras encaixadas no fuste, o qual, no interior da sapata, tem a seção $b_o \times b_o$.

O balanço das nervuras será, portanto:

$$\ell_2 = \frac{B - b_o}{2}$$

Considera-se como carga atuante em cada nervura a correspondente à área achuriada da figura -32-, ou seja:

$$P_V = \frac{P}{4} (B^2 - b_o^2)$$

Idêntica a expressão (32) obtida no item anterior.

Tem-se então, para momento máximo nas nervuras:

$$M_V = \frac{P_V}{4} (B - b_o) \dots\dots\dots(38)$$

O esforço cortante máximo é idêntico ao da expressão (34) do item anterior:

(34)..... $Q_V = P_V$

De acordo com o já mencionado, tanto para as sapatas deste ítem como para as do ítem anterior, considera-se o prisma $b_0 \times b_0$ como prolongamento da coluna, não devendo portanto, terem as bases das nervuras dimensões muito maiores que as do pilar.

Considerando-se a ausência de abordagem a esse assunto na bibliografia consultada, recomenda-se a seguinte limitação:

$$b_0 \leq b + 10 \text{ cm}$$

No caso de b_0 exceder o limite dado, dever-se-ia usar:

$$P_V = \frac{P}{4} (B^2 - b^2)$$

sendo b a dimensão do pilar.

O critério de cálculo, fornecido para este ítem e para o anterior, refere-se às sapatas com nervuras de bases iguais, e não muito superiores às dimensões do pilar.

Exemplo 10:

Calcular, como sapata com nervura em diagonal, a fundação do exemplo 7.

Solução:

Cálculo de B :

pela (35):
$$S = B^2 - \frac{(B-b_0)^2}{2}$$

$$S p = 1,05 P$$

Sendo $p = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ e adotando-se $b_0 = 35 \text{ cm}$, chegar-se-ia a

$$B^2 + 70 B - 64225 = 0$$

a qual, resolvida, forneceria

$$B = 220 \text{ cm}$$

Cálculo das lajes: - pelas (36)

$$X_L = -0,02 p (B-b_o)^2$$

$$M_L = 0,01 p (B-b_o)^2$$

adotando-se como unidades kg e m

$$X_L = -1710 \text{ kg m/m}$$

$$M_L = 855 \text{ kg m/m}$$

pela (37):

$$Q_L = 0,24 p (B-b_o)$$

o que fornece:

$$Q_L = 11100 \text{ kg/m}$$

Limitando-se a $\bar{\tau}$ a tensão de cisalhamento da laje e as-
ndo-se:

$$\bar{\tau} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 8 h/9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

ter-se-ia

$$h \geq \frac{9 Q}{8 b \bar{\tau}}$$

o que fornece: $h = 22 \text{ cm}$

$$d = 25 \text{ cm}$$

Cálculo da ferragem:

O fato de $r = \frac{h}{\sqrt{M_R}}$ calculado não ser encontrado na tabela 1, conduz à utilização de armadura mínima de tração, a qual, segundo o C.E.B., é dada por:

$$u_{\min} = 0,04 \frac{\sigma_R}{\sigma_e}$$

Para o nosso caso, $u_{\min} = 0,04 \frac{150}{5000} = 0,0072$

peço que:

$$S_{fx} = s_{fM} = 0,0072 \times 2500 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 1/4" \text{ C.10}$$

Cálculo das nervuras:

Pela (32): $P_V = \frac{p}{4} (B^2 - b_o^2)$

ou $P_V = 29500 \text{ kg}$

Pela (38): $M_V = \frac{P_V}{4} (B - b_o)$

ou $M_V = 10915 \text{ Kg m}$

Pela (34): $Q_V = P_V = 29500 \text{ kg}$

Assumindo-se: $h_V = 85 \text{ cm}$

$D = 90 \text{ cm}$

$D' = 30 \text{ cm}$

Tem-se, para, ferragem, pela tabela 1:

$$r = \frac{h_V}{\sqrt{M_R/b_o}} = 0,32 \quad , \quad \alpha = 48$$

$$S_f = \frac{M_R}{\alpha h} = 4,42 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1/2''$$

Cizalhamento:

$$\tau_{\text{mx}} = \frac{Q_V}{\frac{8}{9} b_o h_v} = 11,2 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando-se a armadura para cizalhamento ($S_{fb.c}$)

$$\tau_{\text{lim}} = \bar{\tau} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

Pelo diagrama de Q:

$$\frac{\frac{B-b_o}{2}}{\tau_{\text{max}}} = \frac{\frac{B-b_o}{2} - \omega}{\tau_{\text{lim}}} \quad \therefore \frac{92,5}{11,2} = \frac{92,5 - \omega}{6}$$

$$\therefore \omega = 43 \text{ cm}$$

$$H = \frac{\tau_{\text{mx}} + \tau_{\text{lim}}}{2} \cdot \omega \cdot b_o = \frac{11,2+6}{2} \times 43 \times 35 = 12943 \text{ kg}$$

Usando-se para estribos $\phi 5/16''$ C.25

em $\omega = 43\text{cm}$, tem-se $2 \phi 5/16'' = 1,96 \text{ cm}^2$

$$H_{\phi} = 1,96 \times 3000 = 5880 \text{ kg}$$

$$S_{fb.c} = \frac{H-H_{\phi}}{\sigma_f \sqrt{2}} = \frac{12943-5880}{3000 \sqrt{2}} = 1,66 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1/2''$$

Na figura -33-, acha-se detalhada a sapata do exemplo 10.

A forma como foram detalhados os ferros das lajes, apesar de não ser a solução mais econômica, torna-se a mais prática pela simplicidade apresentada.

No caso, o comprimento dos ferros das lajes deve ser tomado como 80% de l_1 , a fim de garantir a cobertura do diagrama de momentos e a amarração entre os ferros.

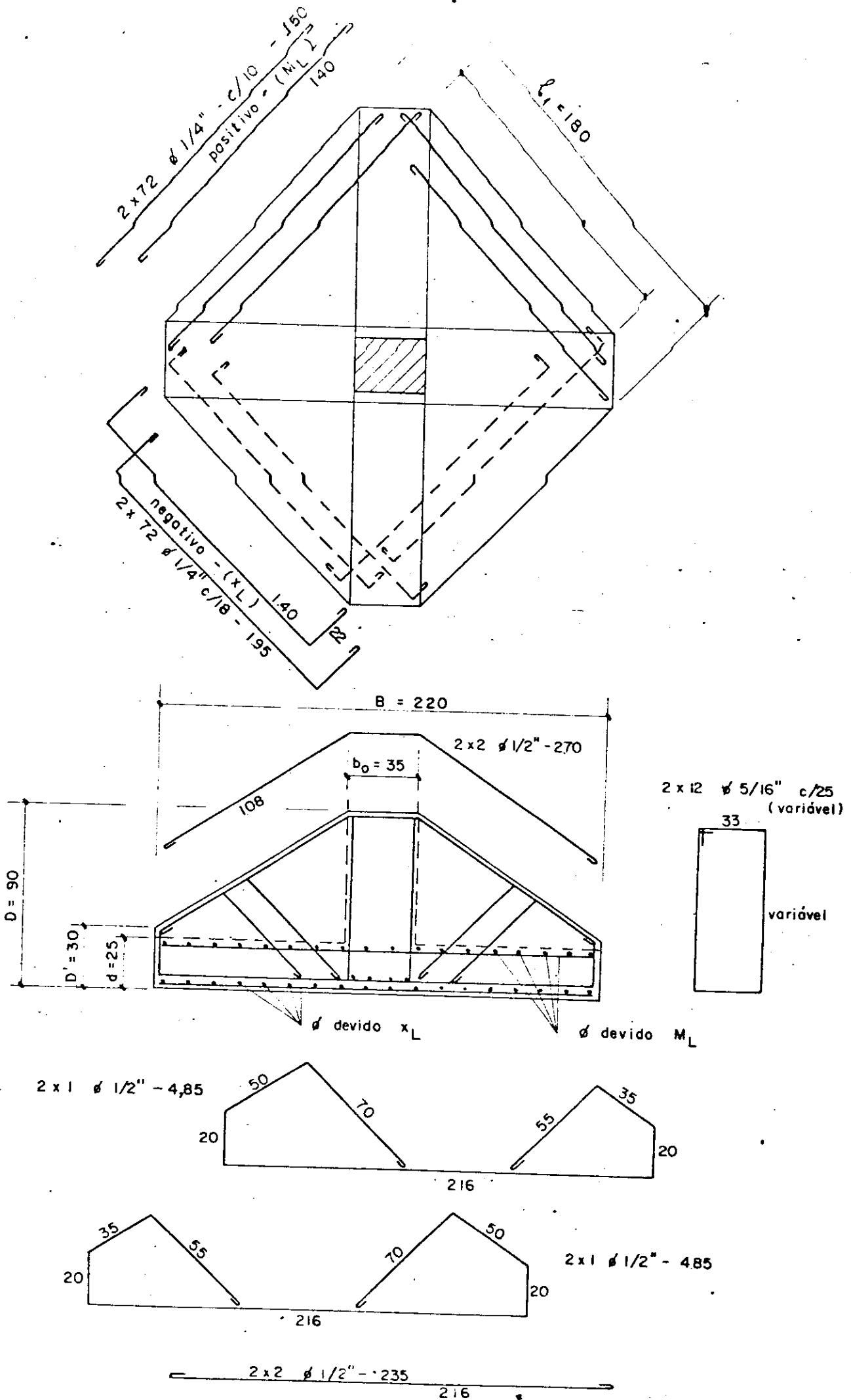


FIGURA - 33 -

3.2.5 - Discussão econômica - Sapatas com capitel

A tabela de custos apresentada abaixo refere-se aos seguintes tipos de sapatas, todas calculadas para um pilar com 120 ton. de carga sobre um eolô de taxa $p = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.

exemplo 7: Sapata tronco-piramidal flexível

exemplo 9: Sapata com uma nervura

exemplo 10: sapata com duas nervuras

Exemplo	Consumo - Kg		Custo -PADRÃO-		Custo TOTAL
	Concreto	Aço	Concreto	Aço	
Nº 7	4032	63,0	1	10	4662
Nº 9	4632	107,6	1	10	5708
Nº 10	3170	181,6	1	10	4986

Pela tabela acima, e por comparações anteriores, nas quais se incluíam as sapatas rígidas e os blocos simples, conclui-se que a solução mais econômica para as fundações diretas comuns é a sapata tronco-piramidal flexível, tratada no Ítem 3.2.2, ficando as sapatas nervuradas restritas às soluções especiais, tais como, sapatas com dimensões de base muito desproporcionais, ou conveniência de maior rigidez na fundação.

Na tabela acima não foi levado em conta o custo das formas das sapatas, o qual aumentaria principalmente o custo das sapatas com nervuras.

Uma outra solução, que pode traduzir condições ainda mais econômicas, é a vista na figura -34-, onde se tenta, com a construção de um capitel, diminuir o volume da sapata e sua seção de ferro.

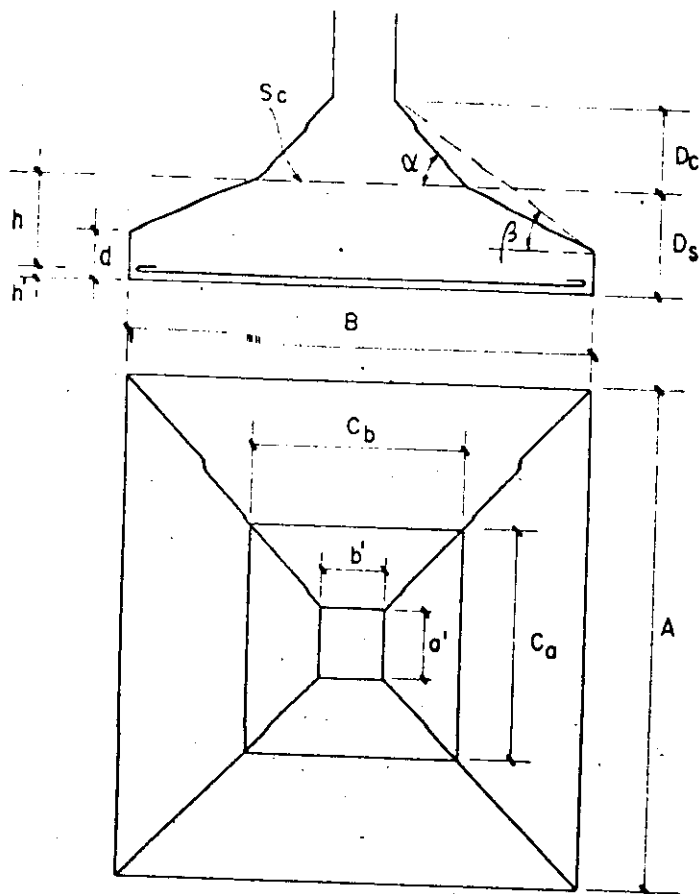


FIGURA - 34 -

Esse tipo de fundação, pode ser tratado como bloco simples sobre sapata, e a economia alcançada depende das proporções obtidas entre bloco e sapata, desde que, para α superior a β , a altura total $D_C + D_S$, será superior a altura D que seria obtida para a sapata única.

A altura D_C seria obtida tratando o capitel como bloco simples pelas fórmulas apresentadas no ítem 2, ou seja, fixando-se α , é calculada a área S_C da base do bloco a fim de que as tensões de tração no mesmo não ultrapassem $\bar{\sigma}_t$, utilizando-se a expressão:

$$\frac{\text{tg } \alpha}{\alpha} = \frac{P_C}{\bar{\sigma}_t} + 1$$

sendo:

α = ângulo de inclinação da face do bloco

P_C = tensão na área da base do capitel ($P_C = \frac{P}{S_C}$)

A área da base do capitel, será então:

$$S_C = \frac{P}{p_c}$$

Encontrada a área S_C do capitel, tudo se passa como ocorre em uma sapata com fuste de dimensões C_a e C_b , com altura D_C .

Para fustes de seção quadrada, ou seja, $a' = b'$ e fixando-se $\alpha = 45^\circ$, ter-se-ia:

$$S_C = \frac{P}{0,27 \bar{\sigma}_t}$$

$$C_a = C_b = C = 1,92 \sqrt{\frac{P}{\bar{\sigma}_t}}$$

$$D_C = \frac{C - b'}{2}$$

As fórmulas (23) ficariam:

$$M_B = \frac{P}{8 B} (B-C)^2$$

$$M_A = \frac{P}{8 A} (A-C)^2$$

e a (25'), se tornaria:

$$F h^2 + G h - H = 0$$

sendo:

$$F = 4 \bar{T} + p$$

$$G = 2(2 \bar{T} + p)C$$

$$H = P - p C^2$$

Quanto à aderência, a utilização de armadura cruzada, bem como, o desprezo das influências do capitel à flexão, fazem com que se torne sem grande importância sua verificação.

O método que foi exposto para o cálculo desse tipo de estrutura é aproximado e a favor da segurança, pois nele não se tira partido da resistência adicional do capitel à flexão, bem como, da armadura à punção.

Um trabalho que tenta atingir o conhecimento dessas influências está se processando, na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, pelo Professor D.A.O. Martinelli.

Portanto, apesar da possível economia obtida com esse tipo de fundação, sua utilização torna-se mais rara, devido ao comentado acima, como também, devido a dificuldade da escolha econômica para o ângulo α .

Para comparação, calcular-se-á por esse processo a mesma fundação do exemplo 4, adotando-se $\alpha = 45^\circ$.

Exemplô 11:

Calcular a fundação para um pilar, sendo:

$$P = 60000 \text{ kg}$$

$$a' = b' = 25 \text{ cm}$$

$$p = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Solução:

$$S = \frac{1,05 P}{p} = 31500 \text{ cm}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 150 \text{ cm}$$

Cálculo do bloco com $\alpha = 45^\circ$

$$C = 1,92 \sqrt{\frac{P}{\sigma_t}} \cong 120 \text{ cm}$$

$$D_S = \frac{C-b'}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

Cálculo dos momentos na sapata:

$$M_A = M_B = \frac{P}{8B} (B-C)^2 = 1500 \text{ kg m}$$

Altura mínima à punção na sapata:

$$F h^2 + G h - H = 0$$

$$F = 4 \bar{\tau} + p = 26$$

$$G = 2(2 \bar{\tau} + p)C = 3360$$

$$H = P - p C^2 = 31200$$

pelo que: $h \geq 10 \text{ cm}$

adota-se:

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$D_S = 15 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

Cálculo da ferragem pela tabela 1:

$$S_{fA} = S_{fB} = 3,00 \text{ cm}^2 = 19 \bar{\phi} 4,6$$

A apropriação da presente solução fornece:

peso do concreto = 1740,00 kg

peso do aço = 9,40 kg

custo padrão = 1834,00

Como se vê, apesar de o peso de concreto ser superior ao do exemplo 4 (escolha deficiente do α), a solução com a construção do capitel foi mais econômica no conjunto, devido a diferença considerável da armadura.

No exemplo 4, obteve-se:

peso do concreto = 1680,00 kg.

peso do aço = 29,60 kg

custo padrão = 1976,00

A solução com capitel seria mais conveniente ainda, no caso de fundações mais profundas, pois nesse caso, diminui o segmento do pilar que se torna necessário construir para transmitir a carga do térreo até o nível do fuste da sapata.

3.2.6 - Sapatas Excêntricas

Tudo visto até o item anterior, refere-se às fundações com cargas concentradas.

As excentricidades nas fundações podem ser causadas pela existência de um momento ou força horizontal no pilar, como também, pela carga vertical isolada, fora do centro de gravidade da área de fundação.

Este segundo caso de excentricidade é de frequente ocorrência nas sapatas de divisa.

Parece de interesse, para a clareza do assunto, tratar-se separadamente as sapatas excêntricas isoladas das que são associadas a outros elementos estruturais.

3.2.6.1 - Sapatas isoladas

Trata-se aqui das sapatas excêntricas que não podem tirar partido da vinculação a outros elementos estruturais, além de seu próprio pilar.

Essas sapatas são comumente encontradas em muros de arrimo, pontes rolantes e encontros de pontes, onde a existência frequente de dispositivos especiais de apoio eliminam quase totalmente a solidariedade com o tabuleiro.

Pela figura -35-, chamando de e a distância do ponto de aplicação da carga ao centro da sapata, deve-se ter $e \leq B/6$, a fim de que toda a dimensão B da sapata seja efetiva e não se origine tração no contacto com o solo.

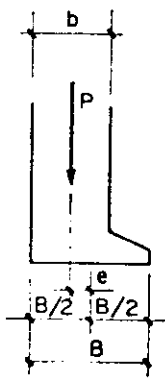


FIGURA - 35 -

O diagrama de pressões sobre o solo será trapezoidal ou triangular, conforme se tenha $e < B/6$, ou $e = B/6$, respectivamente e as pressões máxima e mínima são obtidas pelas fórmulas conhecidas da flexão composta:

$$\begin{aligned} P_{\max} &= P_0 \left(1 + \frac{6 e}{B} \right) \\ P_{\min} &= P_0 \left(1 - \frac{6 e}{B} \right) \end{aligned} \dots\dots\dots(39)$$

sendo p_0 a pressão média sobre o solo, ou seja,

$$p_0 = \frac{P}{S}$$

Pode-se também determinar o diagrama de pressões sobre o solo pelo processo gráfico apresentado por A.M.ROCHA¹⁷ e visto na figura -36-, o qual se obtém da seguinte forma:

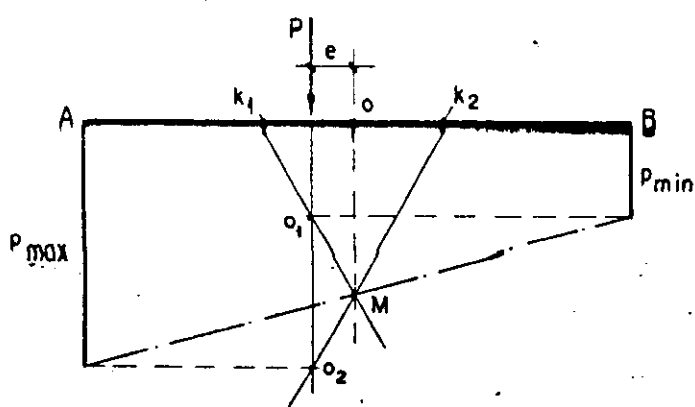


FIGURA -36-

Sobre a reta A-B, igual a dimensão B da sapata, marca-se:

K_1, K_2 = limites do núcleo central da sapata

O = centro da base B

P = suporte da carga atuante com excentricidade e

Na vertical de O, marca-se o valor da pressão média $p_0 = \overline{OM}$.

Ligando-se os pontos K_1 e K_2 ao ponto M, encontra-se, na vertical de P, os pontos O_1 e O_2 que definem as pressões p_{max} e p_{min} .

Dentro do limite $e \leq B/6$, a norma alemã permite que a pressão na borda mais solicitada ultrapasse até 30% da pressão admissível no solo.

Deve-se isto ao fato de que o solo é elástico, ocorrendo portanto acomodações convenientes entre solo e sapata.

Conhecida uma das dimensões da sapata, pode-se, através

das fórmulas (39), determinar-se a outra dimensão por limitação de P_{max} .

Nas sapatas corridas, calcula-se B com as condições:

$$B \geq 6 e$$

$$P_{max} \leq 1,3 p$$

sendo p a pressão admissível no solo.

Nesse caso sendo B a largura da sapata e P a carga por unidade de comprimento, o dimensionamento da mesma é feito pelo momento e cortante máximos, os quais, no caso de fundação para alvenarias, devem se referir ao eixo do pilar e são calculados de acordo com o diagrama de pressões no solo.

Para $B = 6 e$, tem-se:

$$M_o = Q_o \frac{b}{3} \dots\dots\dots(40)$$
$$Q_o = \frac{2 P b}{3 B}$$

Caso haja monoliticidade entre muro e sapata, calcula-se a mesma para os esforços na seção c da figura -37-, tendo em vista que na seção central Q, pode-se contar com altura maior da sapata.

No caso visto na figura -37-, só se pode utilizar para B um comprimento igual a $3 b/2$, ocasião em que se tem $B = 6 e$ e um diagrama triangular de pressões no solo.

Nesse caso, os esforços máximos são:

$$M = Q \frac{b}{6} \dots\dots\dots(41)$$
$$Q = \frac{P b}{6 B}$$

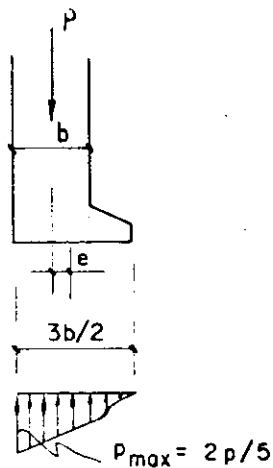


FIGURA - 37 -

A existência de um momento M no pilar, visto na figura -38-, e provocado pelo empuxo de terra no caso de muro de arrimo, faz com que a resultante P passe para a posição P' , afastada de P do valor

$$e' = \frac{M}{P}$$

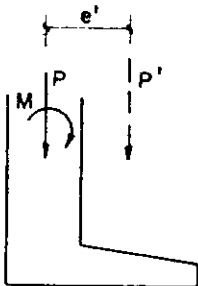


FIGURA - 38 -

Para pilares isolados, tem-se tratamento semelhante.

Na figura -39-, supondo-se que a existência de um momento tenha originado a excentricidade e , através da mesma, calculam-se as pressões sobre o solo, as quais variam segundo B , de acordo com as fórmulas (39), ou seja:

$$p_{\max} = \frac{P}{A B} \left(1 + \frac{6 e}{B} \right)$$

$$p_{\min} = \frac{P}{A B} \left(1 - \frac{6 e}{B} \right)$$

Paralelamente à excentricidade, ou seja, segundo a direção B, dimensiona-se a sapata pelo momento obtido pela parte hachurada do diagrama de pressões da figura -39-, e referido à seção de contato pilar-sapata.

Sendo p_c a pressão que se desenvolve na seção C de contato pilar-sapata, facilmente calculável desde que se conheça as pressões nas bordas, tem-se:

$$M_B = \frac{p_c A}{8} (B-b') + \frac{(p_{max} - p_c)}{12} A (B-b')^2$$

ou:

$$M_B = \frac{A}{24} (B-b')^2 (p_c + 2 p_{max}) \dots\dots\dots(42)$$

Na direção A, o momento é o mesmo das sapatas centradas, dado pelas fórmulas (23)

$$(23) \dots\dots M_A = \frac{P}{8 A} (A-a')^2$$

A punção, nesse caso, também é verificada pela fórmula (25') de forma idêntica ao que é feito para sapatas centradas.

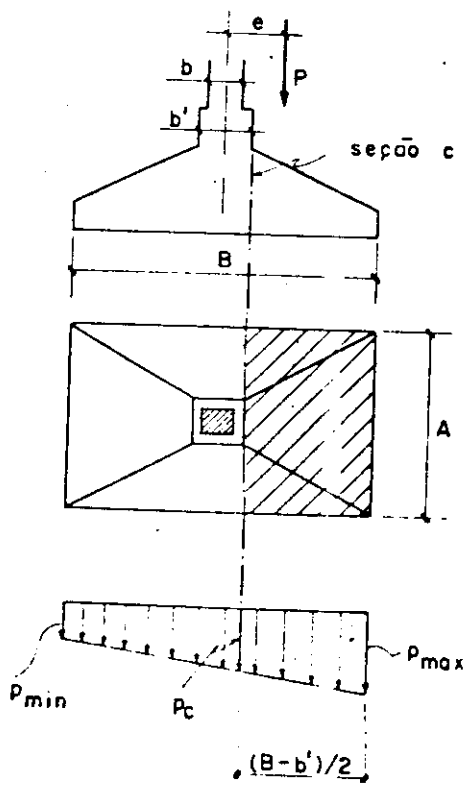


FIGURA - 39 -

No caso de sapatas de divisa, tipo da figura -40-, tem-se, segundo A:

$$(23) \dots\dots M_A = \frac{P}{8 A} (A-a)^2$$

Segundo B, o momento é calculado de acordo com o diagrama de pressões existentes.

No caso de $B = 3 \frac{b}{2}$, tem-se:

$$M_B = \frac{P b^2}{36 B} \dots\dots\dots(43)$$

Nesse caso, a punção é verificada pela fórmula (24), ou seja:

$$\tau_p = \frac{F_p}{P_C \cdot h}$$

No caso da figura -40- são três lados do pilar são efetivos para a punção, pelo que:

$$F_p = P - p \left[\left(b + \frac{h}{2} \right) (a + h) \right]$$

$$P_C = 2 \left(b + \frac{h}{2} \right) + a + h$$

Desenvolvendo-se analogamente ao que foi feito para as sapatas com perímetro completo de punção, tem-se para altura útil da sapata a raiz positiva da equação (44).

$$I h^2 + J h - K = 0 \dots\dots\dots(44)$$

Sendo:

$$I = 4 \bar{\tau}_p + p;$$

$$J = (2 \bar{\tau}_p + p) (2 b + a)$$

$$K = 2(P - p b a)$$

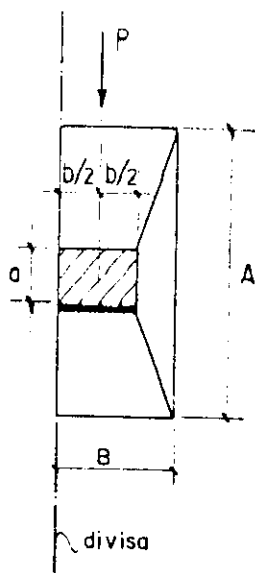


FIGURA - 40 -

Também no caso da figura -40-, só é efetiva uma largura $B \leq \frac{3 b}{2}$.

Pelos mesmos motivos justificados para sapatas centradas, limita-se a retangularidade das sapatas excêntricas em $A \leq 2 B$.

Pode-se adotar retangularidade maior na fundação com a criação de uma nervura, a qual aumenta a rigidez da sapata.

Considerando-se uma sapata de divisa e dispondo a nervura perpendicularmente à excentricidade, segundo a figura -41-, tem-se:

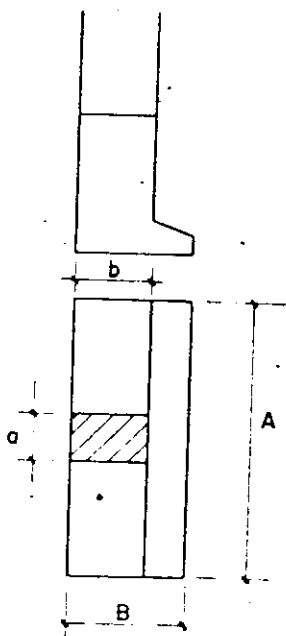


FIGURA - 41 -

$$B = 3 \frac{b}{2}$$

.....(45)

$$A = \frac{2 P'}{p_{\max} B}$$

Sendo:

$$P' = 1,05 P$$

p_{\max} = máxima pressão permissível, normalmente adotada como 1,3 p

Adota-se, para base da viga, a mesma dimensão b do pilar, sem fuste, a fim de não haver torção na viga.

Para o dimensionamento da laje, consideram-se os esforços dados pelas fórmulas (41):

$$(41) \dots\dots M_L = Q \frac{b}{6}$$

$$Q_L = \frac{P b}{6 B}$$

Para a viga, considera-se:

$$(46) \dots\dots M_V = \frac{P}{4} (A - a)$$

$$Q_V = \frac{P}{2 A} (A - a)$$

Exemplo 12:

Calcular a fundação para um pilar isolado de divisa, sendo:

$$P = 20 \text{ ton}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$p = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Solução:

Cálculo das dimensões da sapata: - pelas (45)

$$B = 3 \frac{b}{2} = \frac{3 \times 50}{2} = 75 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2 P'}{p_{\max} \cdot B}$$

$$P' = 1,05P = 21000 \text{ kg}$$

$$p_{\max} = 1,3 p = 3,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2 \times 21000}{3,9 \times 75} \cong 145 \text{ cm}$$

Usa-se, portanto, a sapata retangular sem nervura.

Cálculo dos momentos:

$$\text{pela (23): } M_A = \frac{P}{8 A} (A-a)^2 = \frac{20000}{8 \times 145} (145-0,20)^2 = 2690 \text{ kg m}$$

$$\text{pela (43): } M_B = \frac{P b^2}{36 B} = \frac{20000 \times 0,50^2}{36 \times 0,75} = 185 \text{ kg m}$$

Cálculo da altura mínima à punção: - pela (44)

$$I h^2 + J h - K = 0$$

$$\bar{\tau}_p = \frac{\sigma_R}{25} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$i = 4 \bar{\tau}_p + p = 27$$

$$J = (2 \bar{\tau}_p + p) (2 b + a) = 1800$$

$$H = 2(P - p b a) = 34000$$

$$27 h^2 + 1800 h - 34000 = 0$$

peço que $h \geq 16$ cm

adota-se: $h = 17$ cm

$D = 20$ cm

$d = 10$ cm

Cálculo da ferragem pela tabela 1:

Adotando-se segundo A a base $b = 50$ cm e segundo B a base $a = 20$ cm:

$$S_{fA} = 5,94 \text{ cm}^2 = 12 \bar{\phi} 5/16''$$

$$S_{fB} = 0,04 \frac{\sigma_R}{\sigma_e} \cdot S_C = 0,48 \text{ cm}^2 \text{ (Ferragem mínima)}$$

adota-se:

$$S_{fB} = \bar{\phi} 3.4 \text{ c.20}$$

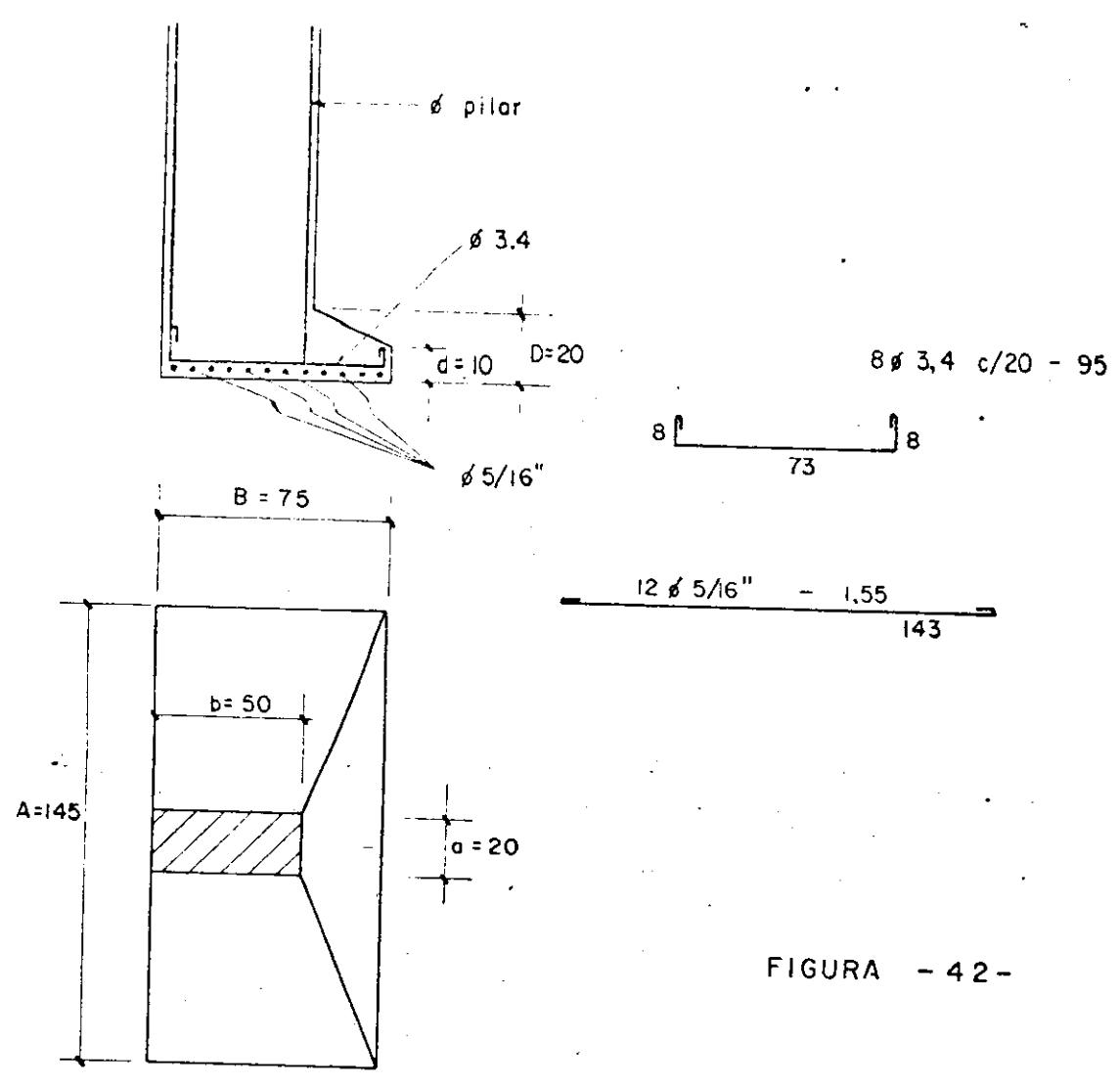


FIGURA - 42 -

Exemplo 13:

Calcular a fundação para o pilar do exemplo anterior, considerando-se agora um solo com $p = 2 \text{ kg/cm}^2$.

Solução:

$$B = \frac{3 b}{2} = 75 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2 P'}{p_{\max} \cdot B}$$

$$P_{\max} = 1,3 \times 2 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2 \times 21000}{2,6 \times 75} = 215 \text{ cm}$$

Sendo $A > 2B$, adota-se a sapata com nervura paralela a divisa.

Cálculo da laje pelas (41):

$$Q_L = \frac{P b}{6 B} = \frac{21000 \times 0,5}{6 \times 0,75} = 2330 \text{ kg}$$

$$M_L = Q \frac{b}{6} = 2330 \times \frac{0,5}{6} = 194 \text{ kg m}$$

O que dá para a laje, usando dimensões mínimas:

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$S_f = 0,04 \frac{\sigma_R}{\sigma_e} \cdot S_C = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 1/4'' \text{ C.17}^5$$

Cálculo da viga pelas (46):

$$M_V = \frac{P}{4} (A-a) = \frac{20000}{4} (2,15-0,2) = 9750 \text{ kg m}$$

$$Q_V = \frac{P}{2 A} (A-a) = \frac{20000}{2 \times 2,15} (2,15-0,2) = 9070 \text{ kg}$$

Adotando-se:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$D = 45 \text{ cm}$$

$$D' = 20 \text{ cm}$$

Como que não se tem necessidade de ferragem a cizalhamento, e para o momento, considerando-se a base $b = 50 \text{ cm}$, acha-se, pela tabela 1:

$$S_f = 8,65 \text{ cm}^2 = 7 \phi 1/2''$$

Detalhe na figura -43-.

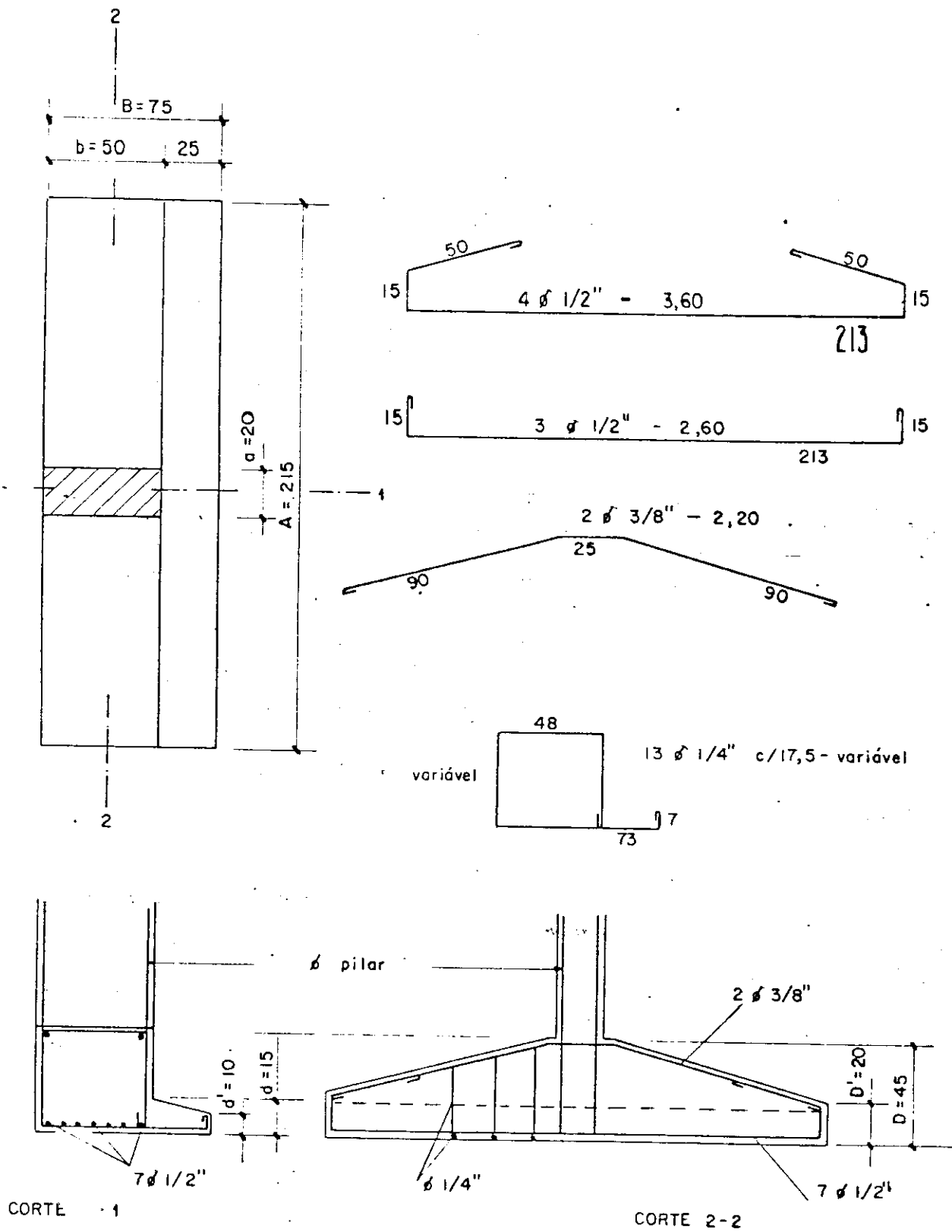


FIGURA - 43 -

3.2.6.2 - Sapatas Associadas à Estrutura

Nas sapatas excêntricas associadas à estrutura, o que constitui o caso mais geral, vários recursos podem ser utilizados no sentido de diminuir ou eliminar a excentricidade na fundação.

Para as sapatas no centro do terreno, tem-se sempre a possibilidade de eleger uma área de fundação de tal ordem que a resultante das cargas caia no núcleo central da sapata, como também pode-se utilizar a solução dada pela figura -44-, na qual, sendo P e M o estorço normal e o momento no pilar, tem-se na fundação S₁, a carga centrada:

$$R_1 = \frac{P}{2} - \frac{M}{L}$$

e na fundação S₂:

$$R_2 = \frac{P}{2} + \frac{M}{L}$$

Para as cargas R₁ e R₂ serem sempre positivas, é necessário que se tenha:

$$L > \frac{2M}{P}$$

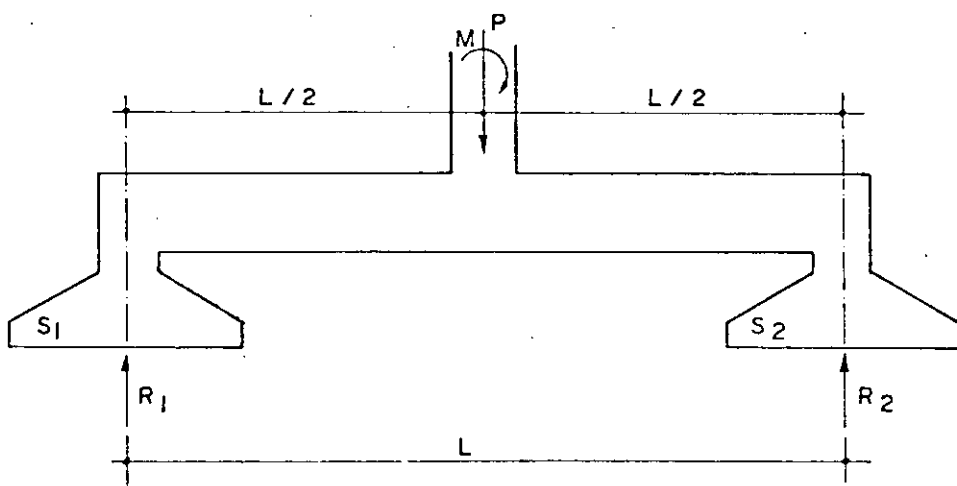


FIGURA - 44 -

A associação da sapata a outros elementos estruturais é de suma importância para as sapatas de divisa, por ser essa associação a responsável pela possibilidade de se eliminar a excentricidade nessas sapatas.

Descreve-se abaixo alguns dos processos que possibilitam a execução de sapatas de divisa para grandes cargas.

3.2.6.2.1 - Viga alavanca

É a solução mais comum para as sapatas de divisa, e consiste na introdução de uma viga disposta segundo a figura -45-, a qual, através de sua rigidez, pode eliminar total ou parcialmente a excentricidade na sapata.

No caso de eliminação total da excentricidade na sapata, deve a viga alavanca ser dimensionada para o momento e cortante máximos que se desenvolvem na seção C da alavanca e têm para valores:

$$M = P_1 \cdot e$$

$$Q = \frac{P_1 \cdot L}{\ell}$$

Para ser possível essa solução em fundação direta, é necessário que a carga P_2 seja superior ao arrancamento provocado pela alavanca, ou seja:

$$P_2 > \frac{P_1 \cdot e}{\ell}$$

As sapatas S_1 e S_2 são calculadas para receberem as cargas centradas:

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot L}{\ell}$$

$$R_2 = P_2 - \frac{P_1 \cdot e}{\ell}$$

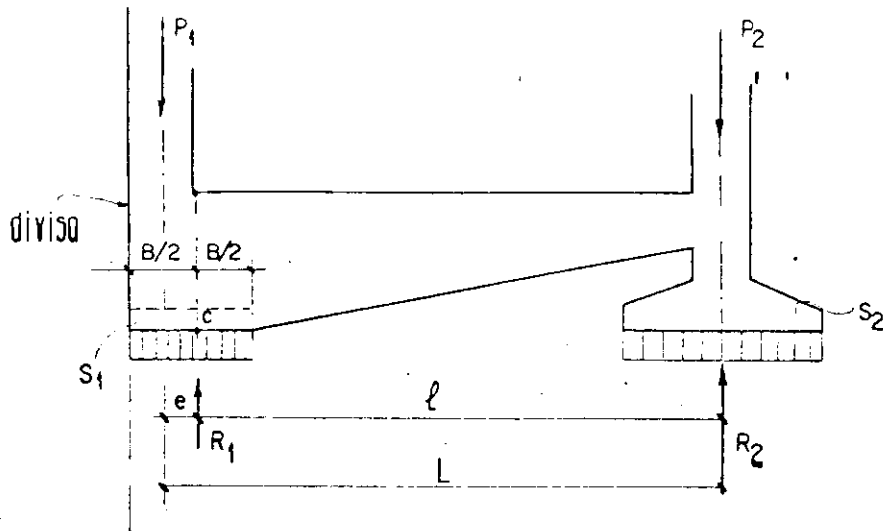


FIGURA - 45 -

3.2.6.2.2 - Solução com tensor

Outra solução adotada para se eliminar a excentricidade nas fundações de pilares de divisão, é vista na figura -46-, onde a existência de um tensor T no piso possibilita a inclinação do pilar para dentro do terreno, dando margem a uma fundação centrada para a carga $N = \frac{P}{\cos \alpha}$.

O tensor deve absorver a força de tração $T = P \operatorname{tg} \alpha$.

O inconveniente desta solução é a necessidade de se dimensionar o tensor com tensões bastante baixas no aço e executá-lo com muito cuidado, a fim de se eliminar ao máximo qualquer deformação no mesmo, o que ocasionaria a insegurança da estrutura.

O inconveniente acima, deixa de existir com o tensor pretendido.

O tensor estará ligado a um pilar vizinho, no qual deve ser considerada a existência da força T do tensor.

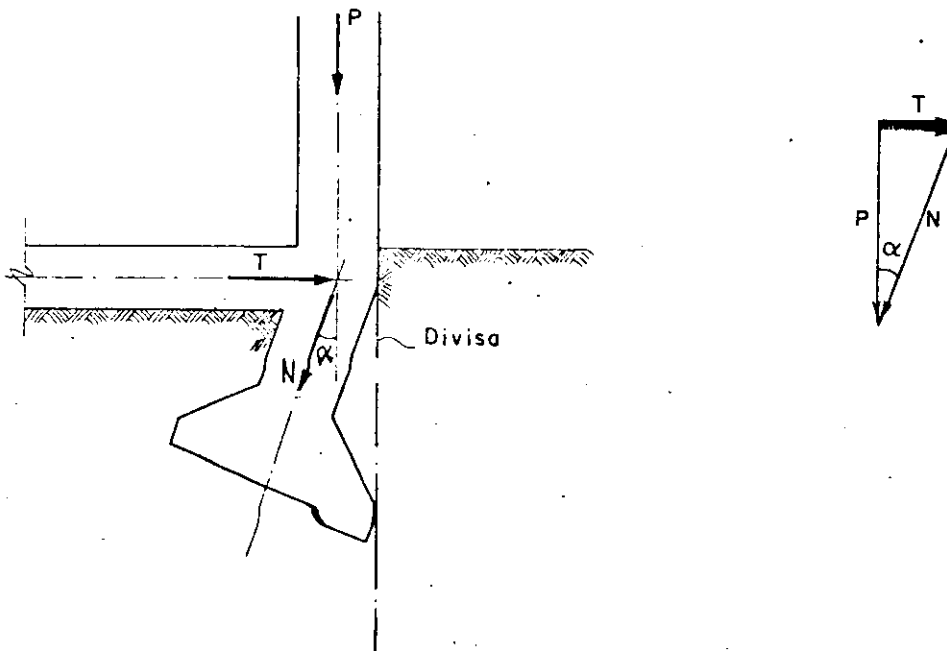


FIGURA - 46 -

3.2.6.2.3 - Engastamento Pilar-Sapata

Outro recurso para se eliminar a excentricidade no solo das sapatas de divisa, consiste em engastar o pilar na sapata, dimensionando-se o pilar à flexão composta, devida ao momento gerado pela excentricidade.

Ao querer a sapata se deformar, é produzida no solo uma força horizontal F , à qual se deve a resistência ao deslizamento, somada à força necessária para vencer a coesão, provocando o corte no solo.

A resistência ao deslizamento é obtida pela parcela $P \tan \delta$ sendo P a carga do pilar e δ o ângulo de atrito entre solo e sapata, o qual, na ruptura, se confunde com o ângulo de atrito interno do solo, ou seja, $\delta = \phi$.

A segunda parcela da força F é medida pela coesão C do solo, multiplicada pela superfície da sapata.

CRESTE MORETTO¹³ aconselha adotar o coeficiente $\frac{c}{2}$, devido à absorção da água do solo pelo concreto da sapata.

Portanto, a máxima força F possível de ser desenvolvida entre solo e sapata é:

$$F_R = P \operatorname{tg} \phi + \frac{C}{2} A \cdot B$$

Sendo A e B as dimensões da sapata,

Pode-se ou não utilizar a força F para se eliminar a excentricidade no solo.

A figura -47- mostra a solução sem a existência da força F , ou considerando a mesma nula.

Nesse caso, a carga R_1 na fundação e o momento no pilar P_1 são superiores aos que se obteriam considerando a força F .

Pela figura -47-, tem-se:

$$M_1 = R_1 \cdot e$$

$$R_1 = P_1 \frac{L}{\ell}$$

Deve-se, nesse caso, levar em conta toda insuficiência estática da excentricidade, trabalhando a estrutura como pórtico articulado em C , não havendo portanto forças horizontais.

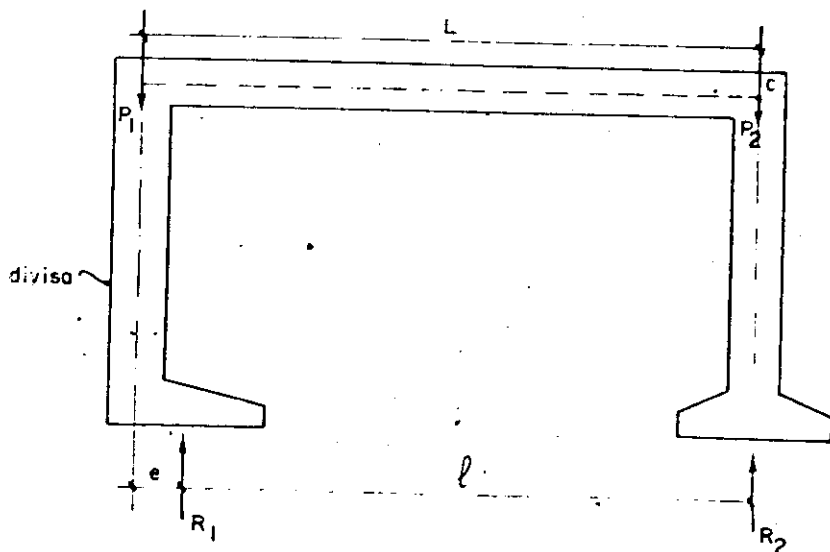


FIGURA -47-

Pode-se tirar partido da existência da força F com a utilização de um tensor no pilar, o qual, segundo a figura -48-, possibilita o conjugado $F \cdot z$, necessário para equilibrar o momento $P \cdot e$ provocado pela excentricidade.

A força F depende da vinculação superior do pilar e vale

$$F = \frac{P \cdot e}{z}, \quad \text{sendo}$$

para o pilar articulado no tensor: $z = h$

para o pilar rigidamente engastado no tensor: $z = \frac{2}{3} h$

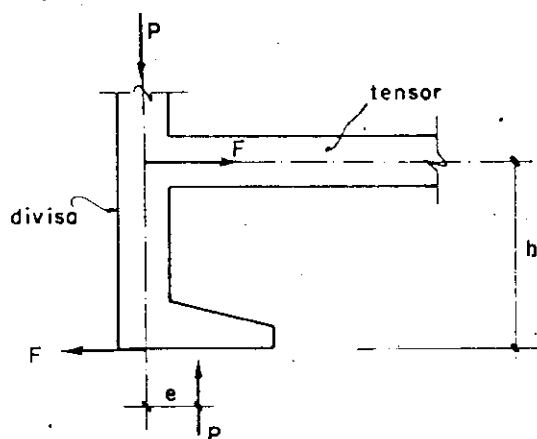


FIGURA - 48 -

Considerando-se um coeficiente de segurança igual a 2, tem-se então para excentricidade máxima na fundação:

$$e_{\max} = \frac{F_R \cdot z}{2P} \quad \text{ou}$$

$$e_{\max} = (P \operatorname{tg} \phi + \frac{C}{2} A \cdot B) \frac{z}{2P}$$

No caso de existirem vários níveis de vigamento, como se vê na figura -49-, considerando-se as vigas articuladas no pilar, tem-se a distribuição de momentos da figura.

Nesse caso, a força no tensor é:

$$F_T = \frac{3}{2} \frac{M}{h_1} + \frac{3}{4} \frac{M}{h_2}$$

e a força necessária no solo é a mesma obtida para o pilar engastado em um único tensor, ou seja:

$$F_S = \frac{3}{2} \frac{M}{h_1}$$

Sendo $M = P_1 \cdot e$

Deve sempre ser levada em conta, no dimensionamento do pilar P_1 , a presença do momento originando flexão composta no mesmo, bem como, a influência das forças horizontais no pilar P_2 e sua fundação.

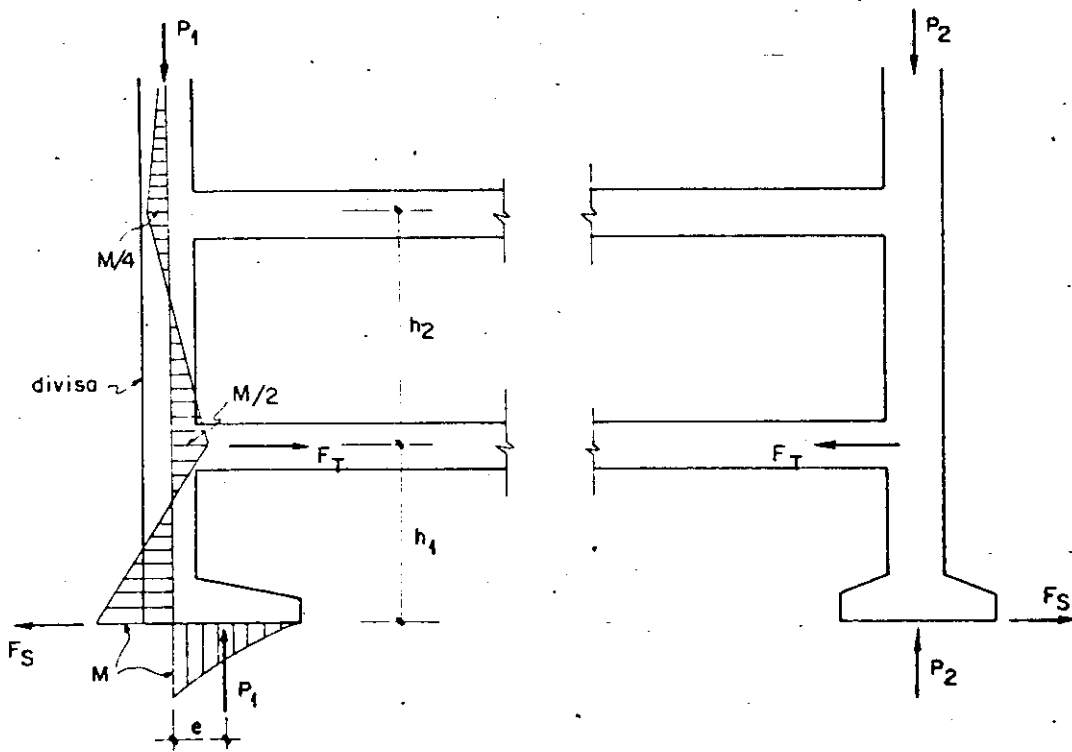


FIGURA - 49 -

No caso de dupla excentricidade na fundação, o dimensionamento da sapata é feito por extensão ao que já foi tratado, desde que seja conhecida perfeitamente a distribuição de pressões sobre o solo, o que constitui assunto de Resistência dos Materiais e acha-se completamente resolvido para seções retangulares por M.L.

HANN em artigo intitulado: "DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS UN MASSIF DE FONDATION RECTANGULAIRE SOUMIS A DES CHARGES EXCENTRÉES", publicado em Circulaire serie Z, Nº 16, de 25 de Outubro de 1946, de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS.

3.2.6.2.4 - Discussão das soluções

Considerando-se o inconveniente apontado para a solução com tensor, o qual, somado à dificuldade de obtenção da coesão e ângulo de atrito do solo, desaconselham-se a solução do item - 3.2.6.23, na qual se leva em conta a resistência do solo à deformação, e tendo em vista que a transformação da estrutura em pórtico, sem tirar partido da força desenvolvida no contato solo-sapata, exige dimensões quase sempre inconvenientes para o pilar face a flexão composta, resulta mais conveniente, para a solução das sapatas de divisas com grandes cargas, a viga alavanca, tratada no item - 3.2.6.21, ou a solução esquematicamente vista na figura -50-, o que estaticamente constitui uma estrutura semelhante à viga alavanca.

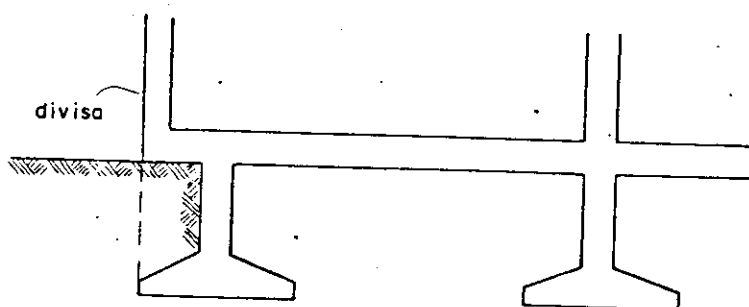


FIGURA - 50 -

Exemplo 14:

Calcular as fundações dos pilares da figura -51-, sendo:

$$P_1 = 30000 \text{ kg}$$

$$P_2 = 60000 \text{ kg}$$

$$a'_1 = b'_1 = 30 \text{ cm}$$

$$a'_2 = b'_2 = 35 \text{ cm}$$

$$p = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

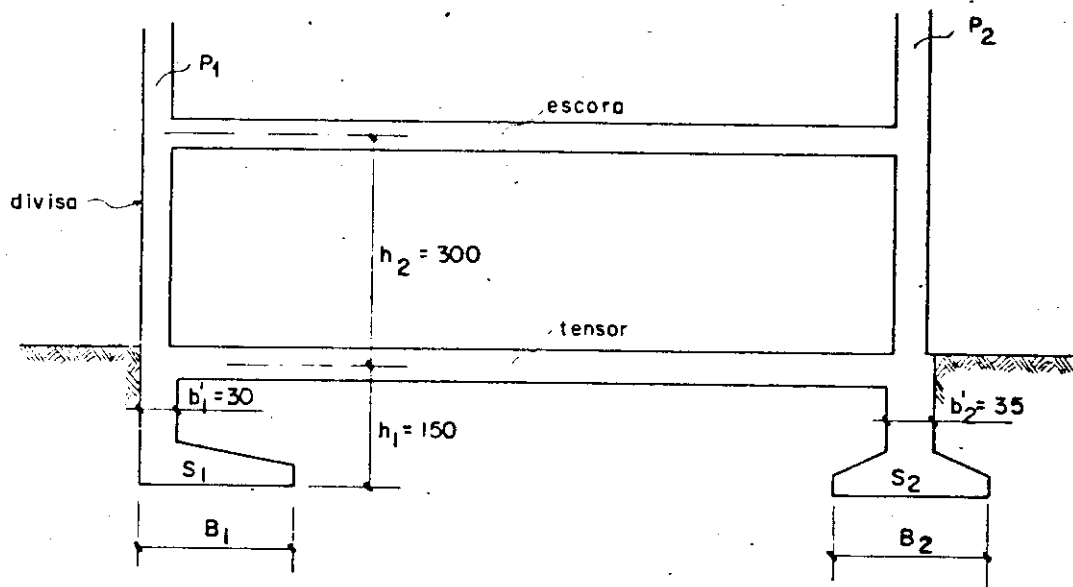


FIGURA - 51 -

Solução:

Fundação para o P_1

$$S_1 = \frac{1,05 P_1}{p} = \frac{1,05 \times 30000}{2} = 15750 \text{ cm}^2$$

Adotando $A_1 = 2 B_1$:

$$B_1 = \sqrt{\frac{S_1}{2}} = \sqrt{\frac{15750}{2}} = 90 \text{ cm}$$

$$A_1 = 2 B_1 = 180 \text{ cm}$$

Para a distribuição de pressões, suposta retangular, tem-se a excentricidade:

$$e = \frac{B_1 - b_1}{2} = \frac{90-30}{2} = 30 \text{ cm}$$

Cálculo da força sollicitante no contato solo-sapata, adotando-se a distribuição de momentos da figura -49-:

$$F = \frac{3 M}{2 h_1} = \frac{3 \times 30000 \times 30}{2 \times 150} = 9000 \text{ kg}$$

Cálculo da força que provoca o desequilíbrio solo-sapata:

$$F_R = P \operatorname{tg} \phi + \frac{1}{2} C A_1 B_1$$

$$F_R = 30000 \times 0,578 + \frac{1}{2} \times 0,7 \times 90 \times 180 = 23010 \text{ kg}$$

Coefficiente de segurança ao desequilíbrio da sapata:

$$v = \frac{F_R}{F} = \frac{23010}{9000} = 2,56$$

Portanto, pode-se adotar a distribuição uniforme de pressões.

Cálculo dos momentos:

$$M_{B_1} = \frac{P}{2 B_1} (B_1 - b_1')^2 = \frac{30000}{2 \times 0,9} (0,9 - 0,3)^2 = 6000 \text{ kg m}$$

$$M_{A_1} = \frac{P}{8 A_1} (A_1 - a_1')^2 = \frac{30000}{8 \times 1,8} (1,8 - 0,3)^2 = 4690 \text{ kg m}$$

Cálculo da altura mínima à punção: - pela (44)

$$I h^2 + J h - K = 0 \quad ; \quad \bar{\tau}_p = \frac{\sigma_R}{25} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$i = 4 \bar{r}_p + p = 20$$

$$J = (2 \bar{r}_p + p) (2 b'_1 + a'_1) = 1260$$

$$K = 2(P - p b' a') = 56400$$

$$26 h^2 + 1260 h - 56400 = 0$$

pelo que:

$$h_1 = 30 \text{ cm}$$

$$D_1 = 35 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

Para a armadura da sapata S_1 , considerando-se para base 30 cm em ambas as direções, tem-se, pela tabela 1:

$$S_{fB_1} = 7,76 \text{ cm}^2 = 16 \phi 5/16''$$

$$S_{fA_1} = 5,80 \text{ cm}^2 = 12 \phi 5/16''$$

O pilar P_1 deve ser calculado à flexão composta com o momento $M = P_1 \cdot e$, e o mesmo deve ser engastado na sapata S_1 .

Fundação para o P_2

O tensor deve ser dimensionado através de uma força de tração, dada por:

$$F_T = \frac{3}{2} \frac{M}{h_1} + \frac{3}{4} \frac{M}{h_2}$$

A segunda parcela dessa força será equilibrada pela escora da figura -51-, enquanto a primeira será equilibrada na base da estrutura, surgindo portanto um esforço horizontal em P_2 , F_S , de

tal ordem que, considerando as fundações com mesma profundidade, tom-se na base de P_2 o mesmo momento de P_1 , ou seja:

$$M = P_1 \cdot e = 30000 \times 0,3 = 9000 \text{ kg m}$$

A fundação de P_2 será então calculada para uma força normal $P_2 = 60000 \text{ kg}$ e um momento $M = 9000 \text{ kg m}$, o que causa uma excentricidade em S_2 de :

$$e_2 = \frac{M}{P'_2} = \frac{M}{1,05 \times P_2} = \frac{9000}{63000} = 14,3 \text{ cm}$$

A dimensão A_2 pode ser adotada pelo que é necessário para a carga normal sozinha em uma sapata centrada.

Adotando-se: $A_2 = 180 \text{ cm}$

B_2 é obtido por:

$$P_{\max} = \frac{P'_2}{A_2 B_2} \left(1 + \frac{6 e_2}{B_2} \right)$$

O que fornece para B_2 a equação:

$$P_{\max} \cdot A_2 B_2^2 - P'_2 B_2 - 6 M = 0$$

adotando-se

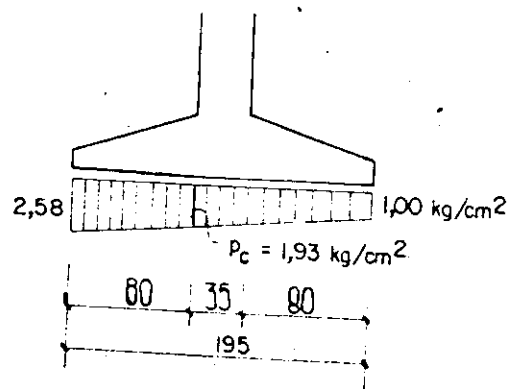
$$P_{\max} = 1,3 \times 2 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

Tem-se:

$$B_2 = 195 \text{ cm}$$

O diagrama de pressões no solo dá:

$$P_{\max} \text{ min} = \frac{P'_2}{A_2 B_2} \left(1 \pm \frac{6 e_2}{B_2} \right) = \frac{63000}{180 \times 195} \left(1 \pm \frac{6 \times 14,3}{195} \right) = \begin{cases} 2,58 \text{ kg/cm}^2 \\ 1,00 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$



Cálculo dos momentos: - pela (42)

$$M_{B_2} = \frac{A_2}{24} (B_2 - b_2')^2 (p_c + 2 p_{\max})$$

$$M_{B_2} = \frac{180}{24} (195 - 35)^2 (1,93 + 2 \times 2,58)$$

$$M_{B_2} = 1,361280 \text{ kg cm} \cong 13613 \text{ kg m}$$

pela (23) $M_{A_2} = \frac{P_2}{8 A_2} (A_2 - a_2')^2 = \frac{60000}{8 \times 180} (180 - 35)^2$

$$M_{A_2} = 876040 \text{ kg cm} \cong 8760 \text{ kg m}$$

Cálculo da altura mínima à punção: - pela (25')

$$C h^2 + D h - E = 0$$

$$C = 4 \bar{\tau}_p + p = 26$$

$$D = (2 \bar{\tau}_p + p) (a_2' + b_2') = 980$$

$$E = P_2 - p a_2' b_2' = 57550$$

$$26 h^2 + 980 h - 57550 = 0$$

pelo que: $h_2 = 70 \text{ cm}$

$$D_2 = 75 \text{ cm}$$

$$d_2 = 20 \text{ cm}$$

Cálculo da ferragem pela tabela 1:

$$S_{fB_2} = 6,75 \text{ cm}^2 = 14 \phi 5/16''$$

$$S_{fA_2} = 4,26 \text{ cm}^2 = 9 \phi 5/16''$$

O pilar P_2 será engastado na sapata, devendo ser considerado no mesmo a força horizontal transmitida pelo tensor.

A figura -52- representa o detalhe das sapatas.

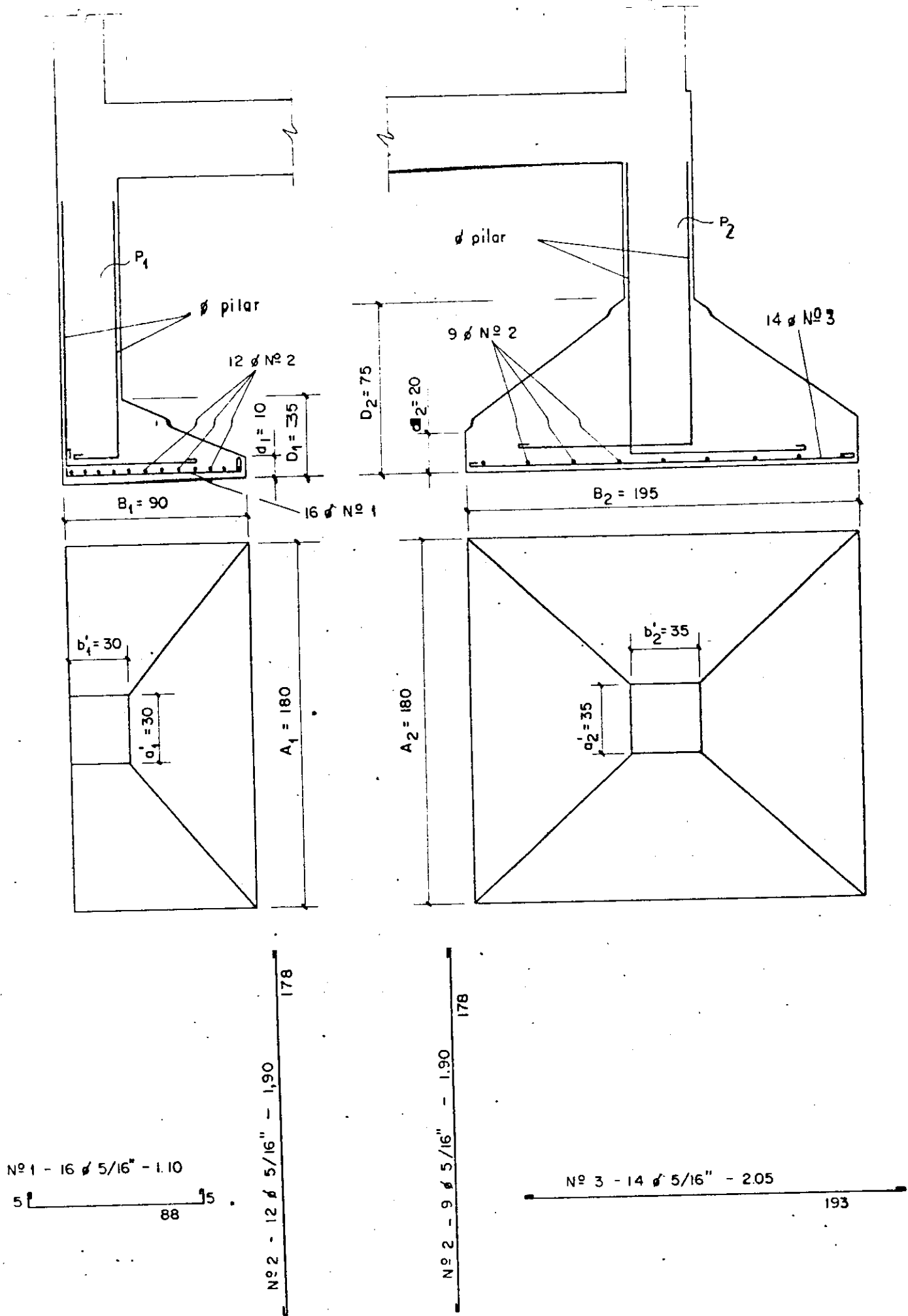


FIGURA - 52 -

TABELA I

CALCULO DAS ARMADURAS DAS SEÇÕES RETANGULARES NA FLEXÃO COM ARMADURAS SIMPLES NO ESTADO III

$$\tau = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_R}{\sigma_s} \frac{b}{\omega}}} \quad S_f = \frac{M_R}{\omega h} \quad \omega = \frac{M_R}{b h^2 \sigma_R} \quad S_f = \frac{M_R}{\varphi \sigma_s h}$$

Adimensionais

M em kgm, b em m, h em cm, S_f em cm²

ω	ψ	Valores de α para σ _s (t/cm ²) =										Valores de τ para σ _R (kg/cm ²) igual a:									
		2,4	3,2	4,0	5,0	6,0	110	120	130	135	140	150	160	170	180	190	200	210	220		
0,039	0,01	23,52	31,67	39,20	49,00	58,50	0,483	0,461	0,444	0,436	0,428	0,418	0,399	0,389	0,376	0,366	0,357	0,349	0,342		
0,058	0,02	31,25	38,50	48,50	58,20	67,96	0,478	0,458	0,441	0,433	0,425	0,415	0,396	0,386	0,373	0,363	0,354	0,346	0,339		
0,077	0,03	39,04	46,50	56,50	66,00	75,60	0,473	0,453	0,436	0,428	0,418	0,408	0,389	0,379	0,366	0,356	0,347	0,339	0,332		
0,095	0,04	47,00	55,00	65,00	74,00	83,00	0,468	0,448	0,431	0,423	0,413	0,403	0,384	0,374	0,361	0,351	0,342	0,334	0,327		
0,113	0,05	55,00	64,00	75,00	83,00	92,00	0,463	0,443	0,426	0,418	0,408	0,398	0,379	0,369	0,356	0,346	0,337	0,329	0,322		
0,131	0,06	63,00	73,00	85,00	93,00	102,00	0,458	0,438	0,421	0,413	0,403	0,393	0,374	0,364	0,351	0,341	0,332	0,324	0,317		
0,149	0,07	71,00	82,00	95,00	103,00	112,00	0,453	0,433	0,416	0,408	0,398	0,388	0,369	0,359	0,346	0,336	0,327	0,319	0,312		
0,167	0,08	79,00	91,00	105,00	113,00	122,00	0,448	0,428	0,411	0,403	0,393	0,383	0,364	0,354	0,341	0,331	0,322	0,314	0,307		
0,185	0,09	87,00	100,00	115,00	123,00	132,00	0,443	0,423	0,406	0,398	0,388	0,378	0,359	0,349	0,336	0,326	0,317	0,309	0,302		
0,203	0,10	95,00	109,00	125,00	133,00	142,00	0,438	0,418	0,401	0,393	0,383	0,373	0,354	0,344	0,331	0,321	0,312	0,304	0,297		
0,221	0,11	103,00	119,00	137,00	145,00	154,00	0,433	0,413	0,396	0,388	0,378	0,368	0,349	0,339	0,326	0,316	0,307	0,299	0,292		
0,239	0,12	111,00	129,00	149,00	157,00	166,00	0,428	0,408	0,391	0,383	0,373	0,363	0,344	0,334	0,321	0,311	0,302	0,294	0,287		
0,257	0,13	119,00	139,00	161,00	169,00	178,00	0,423	0,403	0,386	0,378	0,368	0,358	0,339	0,329	0,316	0,306	0,297	0,289	0,282		
0,275	0,14	127,00	149,00	175,00	183,00	192,00	0,418	0,398	0,381	0,373	0,363	0,353	0,334	0,324	0,311	0,301	0,292	0,284	0,277		
0,293	0,15	135,00	160,00	189,00	197,00	206,00	0,413	0,393	0,376	0,368	0,358	0,348	0,329	0,319	0,306	0,296	0,287	0,279	0,272		
0,311	0,16	143,00	173,00	205,00	213,00	222,00	0,408	0,388	0,371	0,363	0,353	0,343	0,324	0,314	0,301	0,291	0,282	0,274	0,267		
0,329	0,17	151,00	187,00	223,00	231,00	240,00	0,403	0,383	0,366	0,358	0,348	0,338	0,319	0,309	0,296	0,286	0,277	0,269	0,262		
0,347	0,18	159,00	202,00	243,00	251,00	260,00	0,398	0,378	0,361	0,353	0,343	0,333	0,314	0,304	0,291	0,281	0,272	0,264	0,257		
0,365	0,19	167,00	218,00	265,00	273,00	282,00	0,393	0,373	0,356	0,348	0,338	0,328	0,309	0,299	0,286	0,276	0,267	0,259	0,252		
0,383	0,20	175,00	235,00	289,00	297,00	306,00	0,388	0,368	0,351	0,343	0,333	0,323	0,304	0,294	0,281	0,271	0,262	0,254	0,247		
0,401	0,21	183,00	253,00	317,00	325,00	334,00	0,383	0,363	0,346	0,338	0,328	0,318	0,299	0,289	0,276	0,266	0,257	0,249	0,242		
0,419	0,22	191,00	272,00	349,00	357,00	366,00	0,378	0,358	0,341	0,333	0,323	0,313	0,294	0,284	0,271	0,261	0,252	0,244	0,237		
0,437	0,23	199,00	292,00	393,00	401,00	410,00	0,373	0,353	0,336	0,328	0,318	0,308	0,289	0,279	0,266	0,256	0,247	0,239	0,232		
0,455	0,24	207,00	313,00	449,00	457,00	466,00	0,368	0,348	0,331	0,323	0,313	0,303	0,284	0,274	0,261	0,251	0,242	0,234	0,227		
0,473	0,25	215,00	335,00	523,00	531,00	540,00	0,363	0,343	0,326	0,318	0,308	0,298	0,279	0,269	0,256	0,246	0,237	0,229	0,222		
0,491	0,26	223,00	358,00	617,00	625,00	634,00	0,358	0,338	0,321	0,313	0,303	0,293	0,274	0,264	0,251	0,241	0,232	0,224	0,217		
0,509	0,27	231,00	383,00	741,00	749,00	758,00	0,353	0,333	0,316	0,308	0,298	0,288	0,269	0,259	0,246	0,236	0,227	0,219	0,212		
0,527	0,28	239,00	409,00	907,00	915,00	924,00	0,348	0,328	0,311	0,303	0,293	0,283	0,264	0,254	0,241	0,231	0,222	0,214	0,207		
0,545	0,29	247,00	437,00	1129,00	1137,00	1146,00	0,343	0,323	0,306	0,298	0,288	0,278	0,259	0,249	0,236	0,226	0,217	0,209	0,202		
0,563	0,30	255,00	467,00	1439,00	1447,00	1456,00	0,338	0,318	0,301	0,293	0,283	0,273	0,254	0,244	0,231	0,221	0,212	0,204	0,197		
0,581	0,31	263,00	499,00	1879,00	1887,00	1896,00	0,333	0,313	0,296	0,288	0,278	0,268	0,249	0,239	0,226	0,216	0,207	0,199	0,192		
0,600	0,32	271,00	533,00	2609,00	2617,00	2626,00	0,328	0,308	0,291	0,283	0,273	0,263	0,244	0,234	0,221	0,211	0,202	0,194	0,187		
0,618	0,33	279,00	569,00	3719,00	3727,00	3736,00	0,323	0,303	0,286	0,278	0,268	0,258	0,239	0,229	0,216	0,206	0,197	0,189	0,182		
0,637	0,34	287,00	607,00	5299,00	5307,00	5316,00	0,318	0,298	0,281	0,273	0,263	0,253	0,234	0,224	0,211	0,201	0,192	0,184	0,177		
0,655	0,35	295,00	647,00	7719,00	7727,00	7736,00	0,313	0,293	0,276	0,268	0,258	0,248	0,229	0,219	0,206	0,196	0,187	0,179	0,172		
0,674	0,36	303,00	689,00	11199,00	11207,00	11216,00	0,308	0,288	0,271	0,263	0,253	0,243	0,224	0,214	0,201	0,191	0,182	0,174	0,167		
0,693	0,37	311,00	733,00	16199,00	16207,00	16216,00	0,303	0,283	0,266	0,258	0,248	0,238	0,219	0,209	0,196	0,186	0,177	0,169	0,162		
0,712	0,38	319,00	779,00	22499,00	22507,00	22516,00	0,298	0,278	0,261	0,253	0,243	0,233	0,214	0,204	0,191	0,181	0,172	0,164	0,157		
0,731	0,39	327,00	827,00	31799,00	31807,00	31816,00	0,293	0,273	0,256	0,248	0,238	0,228	0,209	0,199	0,186	0,176	0,167	0,159	0,152		
0,750	0,40	335,00	877,00	46199,00	46207,00	46216,00	0,288	0,268	0,251	0,243	0,233	0,223	0,204	0,194	0,181	0,171	0,162	0,154	0,147		
0,769	0,41	343,00	929,00	67199,00	67207,00	67216,00	0,283	0,263	0,246	0,238	0,228	0,218	0,199	0,189	0,176	0,166	0,157	0,149	0,142		
0,788	0,42	351,00	983,00	99199,00	99207,00	99216,00	0,278	0,258	0,241	0,233	0,223	0,213	0,194	0,184	0,171	0,161	0,152	0,144	0,137		
0,807	0,43	359,00	1039,00	14199,00	14207,00	14216,00	0,273	0,253	0,236	0,228	0,218	0,208	0,189	0,179	0,166	0,156	0,147	0,139	0,132		
0,826	0,44	367,00	1097,00	20199,00	20207,00	20216,00	0,268	0,248	0,231	0,223	0,213	0,203	0,184	0,174	0,161	0,151	0,142	0,134	0,127		
0,845	0,45	375,00	1157,00	29199,00	29207,00	29216,00	0,263	0,243	0,226	0,218	0,208	0,198	0,179	0,169	0,156	0,146	0,137	0,129	0,122		
0,864	0,46	383,00	1219,00	42199,00	42207,00	42216,00	0,258	0,238	0,221	0,213	0,203	0,193	0,174	0,164	0,151	0,141	0,132	0,124	0,117		
0,883	0,47	391,00	1283,00	60199,00	60207,00	60216,00	0,253	0,233	0,216	0,208	0,198	0,188	0,169	0,159	0,146	0,136	0,127	0,119	0,112		
0,902	0,48	399,00	1349,00	85199,00	85207,00	85216,00	0,248	0,228	0,211	0,203	0,193	0,183	0,164	0,154	0,141	0,131	0,122	0,114	0,107		
0,921	0,49	407,00	1417,00	121199,00	121207,00	121216,00	0,243	0,223	0,206	0,198	0,188	0,178	0,159	0,149	0,136	0,126	0,117	0,109	0,102		
0,940	0,50	415,00	1487,00	171199,00	171207,00	171216,00	0,238	0,218	0,201	0,193	0,183	0,173	0,154	0,144	0,131	0,121	0,112	0,104	0,097		
0,959	0,51	423,00	1559,00	241199,00	241207,00	241216,00	0,233	0,213	0,196	0,188	0,178	0,168	0,149	0,139	0,126	0,116	0,107	0,099	0,092		
0,978	0,52	431,00	1633,00	341199,00	341207,00	341216,00	0,228	0,208	0,191	0,183	0,173	0,163	0,144	0,134	0,121	0,111	0,102	0,094	0,087		
0,997	0,53	439,00	1709,00	491199,00	491207,00	491216,00	0,223	0,203	0,186	0,178	0,168	0,158	0,139	0,129	0,116	0,106	0,097	0,089	0,082		
1,016	0,54	447,00	1787,00	711199,00	711207,00	711216,00	0,218	0,198	0,181	0,173	0,163	0,153	0,134	0,124	0,111	0,101	0,092	0,084	0,077		
1,035	0,55	455,00	1867,00	101199,00	101207,00	101216,00	0,213	0,193	0,176	0,168	0,158	0,148	0,129	0,119	0,106	0,096	0,087	0,079	0,072		
1,054	0,56	463,00	1949,00	141199,00	14																

TABELA 2

CÁLCULO DA ALTURA MÍNIMA PARA SEÇÕES RETANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS NO ESTÁDIO III

$$h_{\min} = r_0 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$S_j = \frac{M}{\alpha_0 h}$$

$$M_1 = \frac{bh^2}{k_0}$$

$$M_1 = \omega_0 bh^2 \sigma_R$$

$$S_j = \frac{M_1}{\varphi \frac{1,65}{\sigma_R} h}$$

M em kgm, h em cm, b em m M₁ em kgm, b e h em cm adimensionais

Aço	σ _c	ε	φ	α ₀	ω ₀	Valores de r ₀ e de k ₀ para σ _R em kg/cm ² igual a												
						110	120	130	135	140	150	160	170	180	190	200	210	220
CA-24	2 400	0,500	0,760	10,91	0,227	0,200 3,90	0,191 3,66	0,184 3,38	0,181 3,25	0,177 3,14	0,171 2,94	0,166 2,76	0,162 2,59	0,157 2,44	0,152 2,33	0,149 2,19	0,145 2,10	0,141 2,00
CA-32	3 200	0,500	0,750	14,55	0,227	0,200 3,99	0,191 3,66	0,184 3,38	0,181 3,25	0,177 3,14	0,171 2,94	0,166 2,76	0,162 2,59	0,157 2,44	0,152 2,33	0,149 2,19	0,145 2,10	0,141 2,00
CA-40 A	4 000	0,466	0,757	18,47	0,223	0,203 4,08	0,194 3,73	0,186 3,47	0,182 3,32	0,179 3,20	0,173 1,95	0,166 2,81	0,163 2,61	0,158 2,49	0,153 2,36	0,149 2,24	0,146 2,13	0,141 2,03
CA-40 B	4 000	0,355	0,822	19,93	0,177	0,227 5,13	0,216 4,72	0,208 4,36	0,201 4,10	0,200 4,01	0,194 3,78	0,188 3,53	0,182 3,32	0,177 3,14	0,173 2,99	0,169 2,82	0,164 2,69	0,161 2,57
CA-50 A	5 000	0,446	0,777	23,55	0,210	0,208 3,73	0,199 3,68	0,191 3,06	0,188 3,53	0,184 3,40	0,177 3,17	0,173 2,97	0,167 2,79	0,163 2,64	0,158 2,51	0,154 2,39	0,150 2,30	0,145 2,16
CA-50 B	5 000	0,333	0,833	25,24	0,108	0,232 5,38	0,222 4,93	0,215 4,50	0,211 4,39	0,206 4,22	0,199 3,98	0,193 3,71	0,188 3,50	0,182 3,28	0,177 3,14	0,173 2,95	0,168 2,81	0,164 2,69
CA-60 A	6 000	0,413	0,794	28,87	0,199	0,215 4,19	0,204 3,86	0,197 3,60	0,193 3,73	0,190 3,60	0,185 3,35	0,177 3,16	0,172 2,95	0,167 2,79	0,163 2,66	0,159 2,51	0,155 2,39	0,152 2,29
CA-60 B	6 000	0,314	0,843	30,65	0,161	0,239 5,99	0,229 5,21	0,220 4,82	0,216 4,62	0,211 4,44	0,204 4,14	0,198 3,89	0,191 3,66	0,186 3,47	0,181 3,25	0,177 3,12	0,173 2,95	0,168 2,84

TABELA 3

Diâme- tro em pole- gadas	Diâme- tro em milí- metros	Peso por metro linear em kg	SEÇÃO DE FERROS EM CM²														
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3 16	4,76	0,111	0,18	0,36	0,53	0,71	0,89	1,07	1,25	1,43	1,60	1,78	1,96	2,14	2,32	2,50	2,68
1 1	6,35	0,220	0,32	0,61	0,95	1,27	1,63	1,90	2,22	2,54	2,80	3,18	3,50	3,82	4,14	4,46	4,82
5 16	7,91	0,383	0,49	0,98	1,47	1,96	2,47	2,96	3,45	3,94	4,43	4,92	5,41	5,90	6,39	6,88	7,37
3 8	9,52	0,563	0,71	1,13	2,11	2,85	3,56	4,27	4,98	5,70	6,41	7,12	7,83	8,54	9,25	9,96	10,37
1 2	12,70	0,955	1,27	2,53	3,80	5,07	6,33	7,60	8,87	10,14	11,41	12,68	13,95	15,22	16,49	17,76	18,00
5 8	15,87	1,518	1,94	3,96	5,91	7,92	9,90	11,88	13,85	15,83	17,81	19,79	21,77	23,75	25,73	27,72	29,70
5 4	19,05	2,229	2,85	5,70	8,55	11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	25,65	28,50	31,35	34,20	37,05	39,90	42,75
7 8	22,22	3,010	3,83	7,76	11,61	15,51	19,40	23,28	27,15	31,03	34,91	38,76	42,67	46,52	50,43	54,30	58,18
1	25,40	3,920	5,07	10,13	15,20	20,26	25,31	30,40	35,47	40,51	45,61	50,65	55,75	60,82	65,89	70,95	76,00
1 1/8	28,57	4,845	6,41	12,82	19,23	25,65	32,07	38,48	44,89	51,30	57,71	64,12	70,53	76,94	83,35	89,76	96,17
1 1/4	31,75	6,170	7,92	15,83	23,75	31,67	39,59	47,50	55,42	63,34	71,26	79,18	87,10	95,02	102,94	110,86	118,78
—	3,1	0,071	0,09	0,18	0,27	0,30	0,45	0,54	0,61	0,73	0,82	0,91	1,00	1,09	1,18	1,27	1,36
—	4,2	0,108	0,14	0,28	0,42	0,55	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25	1,39	1,52	1,66	1,80	1,94	2,08
—	4,6	0,130	0,17	0,33	0,40	0,60	0,83	1,00	1,16	1,33	1,49	1,66	1,83	1,99	2,16	2,33	2,40

BIBLIOGRAFIA

- 1 - AMARAL, N.A. - Construções de Concreto - São Paulo, EPUSP, 1971, v. 1.
- 2 - CHARON, P. - Le Calcul et la verification des ouvrages en be ton armé. Paris, Eyrolles, 1957.
- 3 - GIBRARO, J.A. - Estructuras De Fundacion. Buenos Aires, Alvina, 1956.
- 4 - DUNHAN, C.H. - Foundations of Structures. 2nd edition, New York, McGraw-Hill, 1962.
- 5 - FORRESTIER, V. - Calculo y ejecucion de las obras de hormigon armado, Version de la cuarta edicion francesa por Carlos Ferrer Kutter. Barcelona, Montesó, 1957, v. 2.
- 6 - GUERRIN, A. - Traité de béton armé. Paris, Dunod, 1963, v. 3.
- 7 - HAHN, J. - Vigas Continuas, porticos y placas. Traducido de la ultima edicion alemana por Henri Swecker. Barcelona, Gili, 1966.
- 8 - JIMENEZ MONTOYA, P. - Hormigon armado. 3^a ed. Barcelona, Gili, 1969, v. 1.
- 9 - LANGENDONCK, T. VAN - Calculo de concreto armado. São Paulo, ABCP, 1944, v. 1.
- 10 - LANGENDONCK, T. VAN - Resistência de blocos parcialmente carregados. Engenharia, 10 (115): 223-228, março de 1952.
- 11 - LÜSER, BENNO - Concreto armado: Calculo, tabelas, exemplos. Traduzido por Adolf Fritz Innergut. 15^a ed. Rio de Janeiro, Científica, 1957.
- 12 - MERCY, M.G. - La Stabilité elastique des foundations retangu laires. Annales de L'Institut Technique du Ba timent et des Travaux Publics, 190, maio, 1951.

- 13 - MORETTO, ORESTE - Curso de Hormigon Armado. 2^a ed. Buenos Aires, El Ateneo, 1970.
- 14 - MÖRSCH, E. - Teoria y Practica del Hormigon armado. Version del aleman por M. Company. Buenos Aires, Gili, 1952, v. 3.
- 15 - RIVERA M., RAFAEL - Calculo de zapatas de fundacion en la rutura. Estrutura, 5(20): 297-305, 1959.
- 16 - ROCHA, A.M. da - Novo Curso Prático de Concreto armado. 12^a ed. Rio de Janeiro, Científica, 1971, v.1.
- 17 - ROCHA, A.M. da - Curso Prático de Concreto Armado - 6^a ed., Rio de Janeiro - Científica, 1956 - V.2 .
- 18 - ROCHA, A.M. da - Curso Prático de Concreto Armado - 3^a ed., Rio de Janeiro, Científica, 1956 - V. 4 .