

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

UNESP - Campus de Bauru/SP

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

2133 - ESTRUTURAS DE CONCRETO III

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Prof. Dr. PAULO SÉRGIO BASTOS

(wwwp.feb.unesp.br/pbastos)

Bauru/SP

Out/2023

APRESENTAÇÃO

Este texto tem o objetivo de servir como notas de aula na disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III, do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, da Universidade Estadual Paulista - UNESP – Campus de Bauru.

O texto apresenta o dimensionamento de blocos de fundação, conforme os procedimentos contidos na NBR 6118/2023 - “*Projeto de estruturas de concreto*”. Não são apresentados todos os tipos de solicitação que ocorrem em blocos de edificações, e sendo assim recomendamos a complementação do aprendizado com o estudo do livro: CAMPOS, J.C. *Elementos de fundações em concreto*. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2015, 542p.

Outros textos e livros devem ser utilizados para complementar o estudo, conforme apresentados na Bibliografia e na página da disciplina na internet:

http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm

Críticas ou sugestões serão bem-vindas.

SUMÁRIO

1. DEFINIÇÃO.....	1
2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS RÍGIDOS	1
3. MODELOS DE CÁLCULO	2
4. MÉTODO DAS BIELAS DE BLÉVOT.....	2
5. BLOCO SOBRE UMA ESTACA	3
6. BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS	4
6.1 Altura Útil.....	5
6.2 Verificação das Bielas	6
6.3 Armadura Principal.....	7
6.4 Armaduras Complementares	7
6.5 Ancoragem da Armadura Principal e Comprimento do Bloco.....	8
7. BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS.....	10
7.1 Altura Útil.....	11
7.2 Verificação das Bielas	12
7.3 Armadura Principal.....	12
7.4 Armadura de Suspensão	14
7.5 Armadura Superior e de Pele.....	15
7.6 Dimensões do Bloco em Planta.....	16
8. BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS.....	16
8.1 Altura Útil.....	17
8.2 Verificação das Bielas	18
8.3 Armadura Principal.....	18
8.4 Armaduras Complementares	20
9. BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS.....	20
9.1 Bloco com Uma Estaca no Centro (Bloco Quadrado).....	20
9.1.1 Altura Útil	20
9.1.2 Verificação das Bielas.....	21
9.1.3 Armadura Principal	21
9.2 Pilares Muito Retangulares.....	21
9.3 Bloco em Forma de Pentágono.....	22
9.3.1 Altura Útil	23
9.3.2 Verificação das Bielas.....	23
9.3.3 Armadura Principal	23
9.3.4 Armaduras Complementares.....	24
10. BLOCO SOBRE SEIS ESTACAS.....	24
10.1 Bloco em Forma de Pentágono	25
10.1.1 Altura Útil.....	25
10.1.2 Verificação das Bielas	25
10.1.3 Armadura Principal	25
10.2 Bloco em Forma de Hexágono	27
10.2.1 Altura Útil.....	27
10.2.2 Verificação das Bielas	27
10.2.3 Armadura Principal	27
11. BLOCO SOBRE SETE ESTACAS	28
12. MÉTODO DO CEB-70.....	29
12.1 Momentos Fletores	29
12.2 Armadura Principal.....	30

12.3	Forças Cortantes	31
12.4	Força Cortante Limite.....	32
12.5	Resistência Local à Força Cortante	32
12.6	Armadura Principal em Bloco Sobre Três Estacas.....	33
13.	PILARES SUBMETIDOS À CARGA VERTICAL E MOMENTOS FLETORES.....	34
14.	EXEMPLOS NUMÉRICOS	36
14.1	Exemplo 1 - Bloco Sobre Duas Estacas	36
14.2	Exemplo 2 - Bloco Sobre Três Fustes de Tubulão	41
14.3	Exemplo 3 - Bloco Sobre Quatro Estacas.....	49
15.	EXERCÍCIOS PROPOSTOS	53
16.	FUNDAÇÃO EM TUBULÃO.....	55
16.1	Tubulão a Céu Aberto.....	55
16.2	Armadura Longitudinal do Fuste – Carga Centrada.....	57
16.3	Armadura Transversal	57
16.4	Bloco de Transição	60
16.5	Roteiro para Cálculo de Blocos de Transição.....	61
17.	BIBLIOGRAFIA.....	63

1. DEFINIÇÃO

Conforme a NBR 6118,¹ item 22.7.1: “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas.”

Os blocos podem ser apoiados sobre um número qualquer de estacas, sendo mais comuns os blocos sobre uma, duas ou três estacas. Isso depende principalmente das características do solo, da capacidade da estaca e da carga do pilar. Nas edificações de pequeno porte, como galpões, residências térreas e sobrados (dois pavimentos), os blocos sobre uma e duas estacas são os mais comuns, porque a carga proveniente do pilar é geralmente de baixa intensidade. Nos edifícios de múltiplos pavimentos, como as cargas são altas (ou muito altas), a quantidade de estacas é geralmente no mínimo três. Há também o caso de bloco assente sobre tubulão,² quando o bloco atua como elemento de transição de carga entre o pilar e o fuste do tubulão (Figura 1).

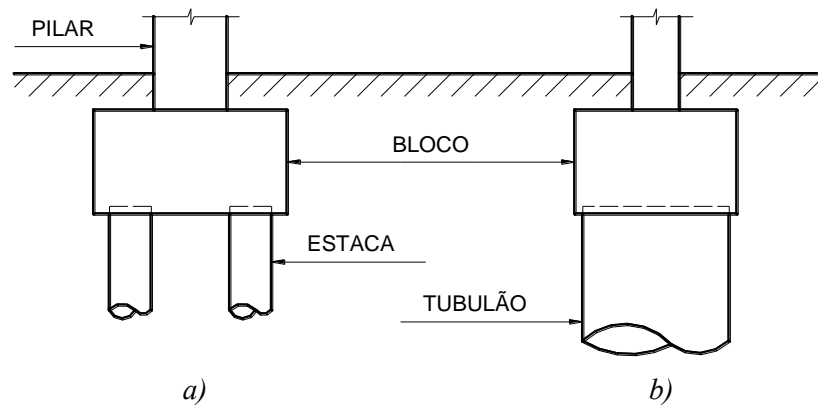


Figura 1 - Bloco sobre: a) estacas; b) tubulão.

2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS RÍGIDOS

Conforme a NBR 6118 (item 22.2.7.1), o comportamento estrutural de **blocos rígidos** é caracterizado por:

- “a) trabalho à flexão nas duas direções, usualmente simulado por bielas e tirantes, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.”

A NBR 6118 também apresenta o bloco flexível: “Para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, do cisalhamento, até a necessidade da verificação da punção.”

A Figura 2 mostra as duas bielas de compressão inclinadas atuantes nos blocos sobre duas estacas.

¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.

² Há também a possibilidade do bloco apoiar-se sobre fustes de tubulão sem base alargada, como apresentado no Exemplo 2 do item 14.

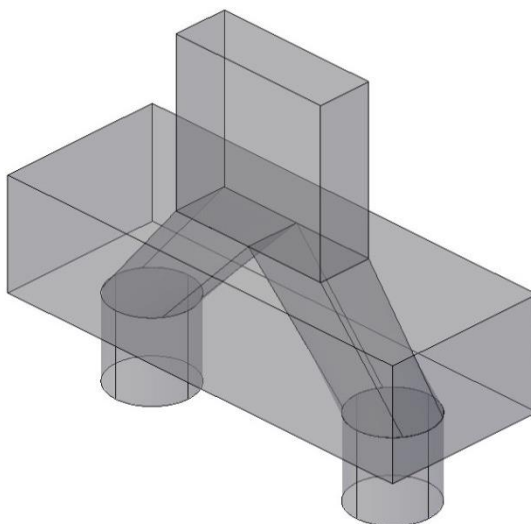


Figura 2 – Bielas de concreto no bloco sobre duas estacas.

3. MODELOS DE CÁLCULO

A NBR 6118 descreve (item 22.7.3) que “Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais.³ Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2. Na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, conforme requerido em 21.2, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras. Sempre que houver forças horizontais significativas ou forte assimetria, o modelo deve contemplar a interação solo-estrutura.”

Os modelos de cálculo mais utilizados no Brasil para o dimensionamento de blocos sobre estacas eram o “Método das Bielas” (Blévoit, de 1967) e o do CEB-70, e nos últimos anos também o modelo tridimensional de bielas e tirantes. O Método das Bielas e o método do CEB-70 devem ser aplicados apenas nos **blocos rígidos**. No caso de blocos flexíveis são aplicados métodos clássicos aplicáveis às vigas ou às lajes.

4. MÉTODO DAS BIELAS DE BLÉVOT

O **Método das Bielas** proposto por Blévoit admite a **treliça** como o modelo resistente no interior do bloco, “espacial” para blocos sobre várias estacas, e “plana” para blocos sobre duas estacas. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas por barras de aço (armadura). A principal incógnita do modelo é a definição das bielas comprimidas (forma, dimensões, inclinação, etc.), o que foi resolvida com as propostas por Blévoit (1967). O **Método das Bielas** é recomendado quando:

- o carregamento é quase centrado. O método pode ser empregado para carregamento não centrado, admitindo-se que todas as estacas estão com a maior carga, o que tende a tornar o dimensionamento antieconômico;
- todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

O Método das Bielas é o método simplificado mais empregado, porque:

- tem amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévoit, entre outros);
- ampla tradição no Brasil e Europa;
- modelo de treliça é intuitivo.

³ No modelo de bielas e tirantes, a biela é a representação do concreto comprimido e o tirante é das armaduras tracionadas.

5. BLOCO SOBRE UMA ESTACA

O bloco sobre **uma estaca** atua como um elemento de transferência de carga, do pilar de seção qualquer para a estaca, sendo necessário por razões construtivas devido a não coincidência da área da base do pilar com a área da estaca. A Figura 3 mostra a situação, onde o bloco faz a transferência de carga do pilar de seção retangular para a estaca de seção circular. O bloco também é importante para a locação correta de pilares, chumbadores metálicos, correção de pequenas excentricidades da estaca, uniformização da carga sobre a estaca, etc. A armadura principal consiste de estribos horizontais fechados, para resistência ao esforço de fendilhamento, e estribos verticais construtivos, nas duas direções do bloco.

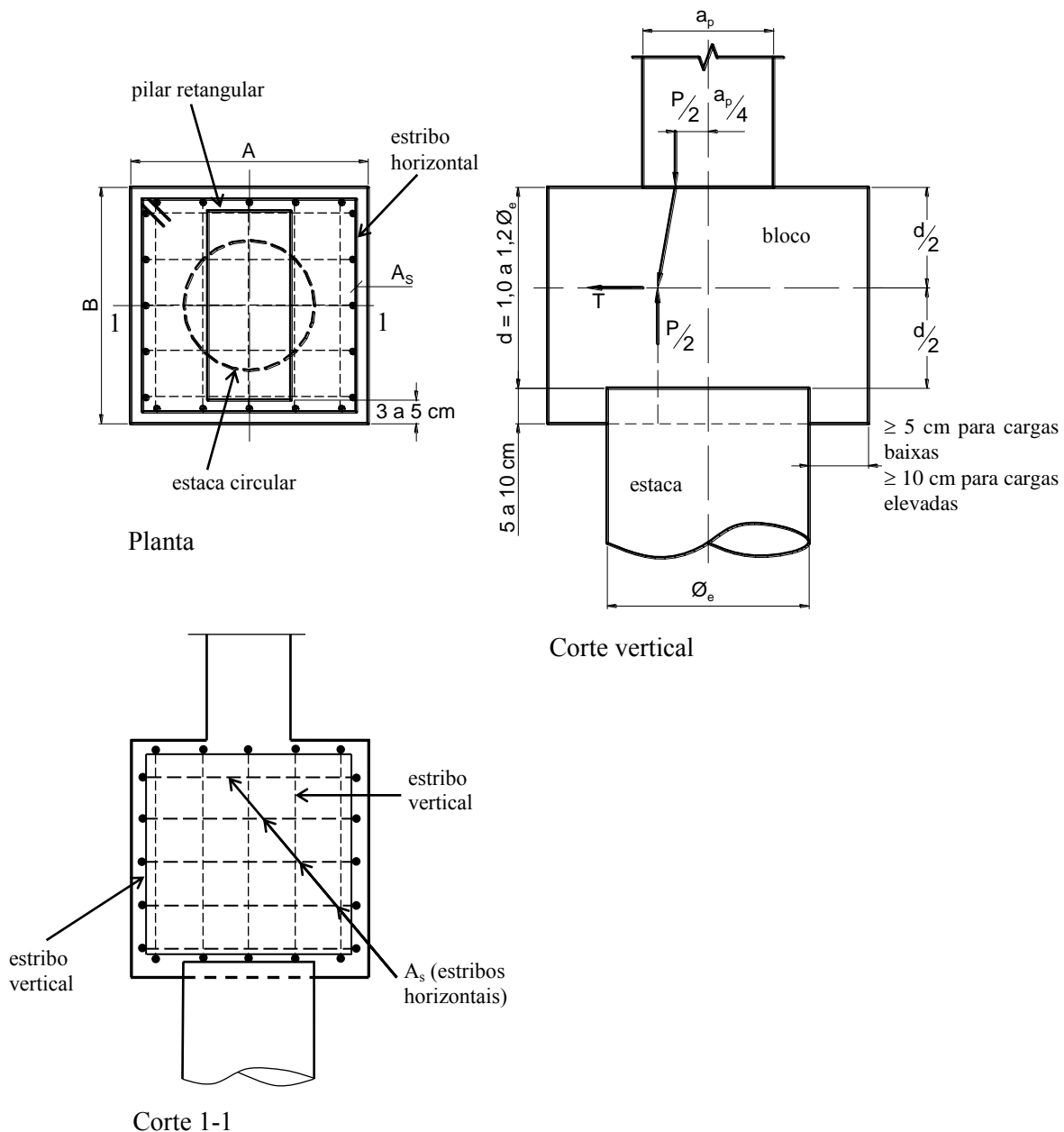


Figura 3 – Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras.

Cálculo simplificado da força de tração horizontal (T – Figura 3):

$$T = \frac{1}{4} P \frac{\phi_e - a_p}{\phi_e} \cong 0,25P$$

Valor de cálculo da força de tração: $T_d = 0,25P_d$

A armadura para resistir a força de tração T_d , na forma de **estribos horizontais**, é:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

No caso de edificações de pequeno porte com cargas baixas do pilar, a armadura A_s resulta pequena e diâmetros como 4,2 ou 5 mm são geralmente suficientes para os estribos horizontais. Como consequência, por simplicidade os **estribos verticais** podem ser adotados com área igual à da armadura principal A_s , nas duas direções do bloco, e inclusive com o mesmo diâmetro.

Para edifícios de múltiplos pavimentos, dependendo da carga vertical, do diâmetro e capacidade da estaca, etc., a dimensão A do bloco pode ser tomada como: $A = \phi_e + 2 \cdot 10$ cm (ver Figura 3). Sendo a estaca circular o bloco resulta quadrado em planta, com $B = A$.

No caso de edificações de pequeno porte, com cargas baixas sobre o bloco (casas, sobrados, galpões, etc.), a dimensão A do bloco em planta pode ser tomada como: $A = \phi_e + 2 \cdot 5$ cm (ver Figura 3). **Exemplo:** para pilarete de sobrado e estaca com diâmetro $\phi_e = 20$ cm, o bloco resulta com dimensões em planta de 30 x 30 cm (Figura 4). Neste caso, o pilarete sobre o bloco deve ter seção transversal com dimensão máxima ≤ 25 cm, para que exista uma distância mínima de 2,5 cm entre a face do pilarete e a face vertical do bloco. Para pilaretes com dimensões maiores deve-se aumentar as dimensões do bloco em planta.

A altura útil d do bloco pode ser estimada em torno de $1,2\phi_e$, como indicada na Figura 3. Para o bloco da Figura 4 resulta: $d = 1,2\phi_e = 1,2 \cdot 20 = 24$ cm, e $h = d + 5 = 24 + 5 = 29$ cm $\cong 30$ cm. Resulta, portanto, bloco na forma de um cubo com 30 cm de arestas. E verificar que a altura útil d deve ser maior que o comprimento de ancoragem (ℓ_b) da armadura principal do pilar.

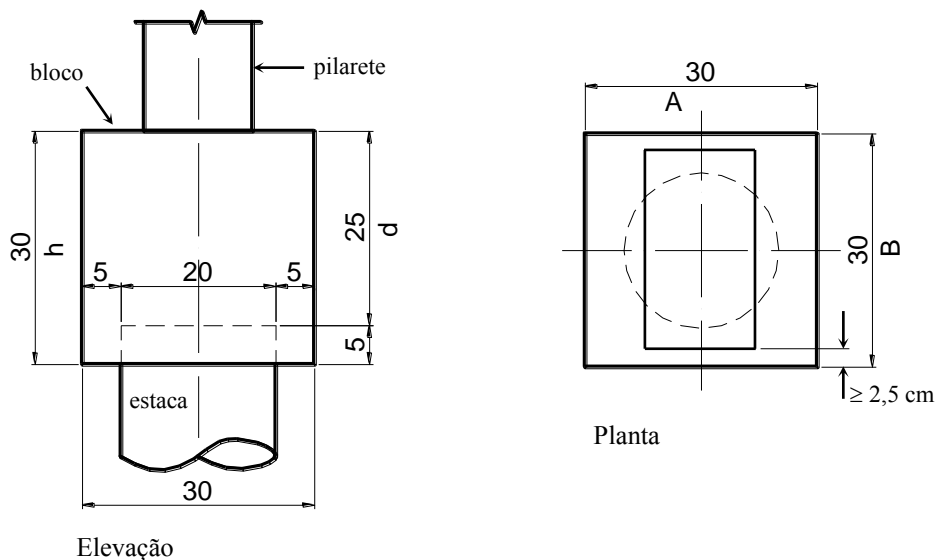


Figura 4 – Dimensões mínimas (cm) sugeridas para bloco sobre uma estaca circular ($\phi_e = 20$ cm), para cargas baixas em edificação de pequeno porte.

6. BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS (Método das Bielas - Bléivot)⁴

A Figura 5 mostra o bloco sobre duas estacas, com a biela de concreto comprimido e o esquema de forças atuantes, conforme proposta de Bléivot. Observar que a dimensão a_p do pilar é na direção da distância entre os centros das estacas (e).

⁴ A descrição de blocos de fundação apresentada neste texto, segundo o Método das Bielas, toma como base a publicação de MACHADO (Edifícios de Concreto Armado - Fundações. São Paulo, FDTE/EPUSP, 1985). Disponível em (23/10/23): <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos%20-%20C.P.Machado.pdf>

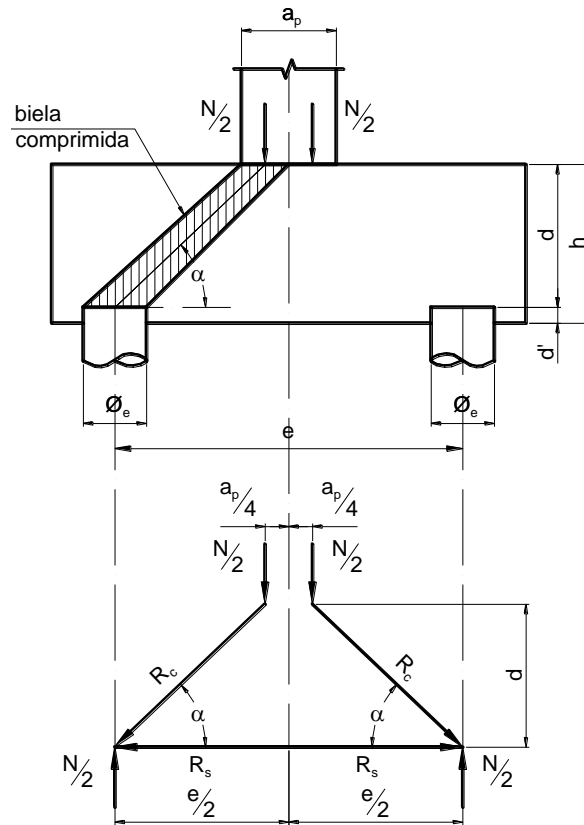


Figura 5 – Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.

Do polígono de forças (Figura 6) são definidas a força de tração R_s na base do bloco e a força de compressão R_c nas bielas de concreto:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_s} \quad \text{e} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

$$R_s = \frac{N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

(força na armadura principal A_s)

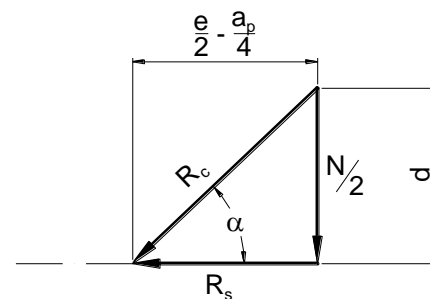


Figura 6 – Polígono de forças do bloco sobre duas estacas.

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_c} \quad \rightarrow \quad R_c = \frac{N}{2 \operatorname{sen} \alpha}$$

6.1 Altura Útil

As bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por **punção** desde que o ângulo α fique no intervalo $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. O ângulo α pode ser calculado por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

Substituindo α pelos ângulos 40° e 55° tem-se o intervalo de variação para **d**:

$$0,419 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Segundo Machado (1985), deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, o que resulta:

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

A NBR 6118 (22.7.4.1.4) prescreve que “O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares.”⁵ Desse modo, a armadura longitudinal vertical do pilar ficará ancorada no bloco se:

$d > \ell_{b,\phi,pil}$, onde $\ell_{b,\phi,pil}$ é o comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

A altura **h** do bloco é:

$$h = d + d' \quad , \quad \text{com } d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}$$

a_{est} = lado de uma estaca de seção quadrada, com área igual à da estaca de seção circular:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

6.2 Verificação das Bielas

A seção ou área das bielas varia ao longo da altura do bloco e, por isso, são verificadas as seções junto ao pilar e junto às estacas (Figura 7), sendo: A_b = área da biela ; A_p = área do pilar ; A_e = área da estaca.

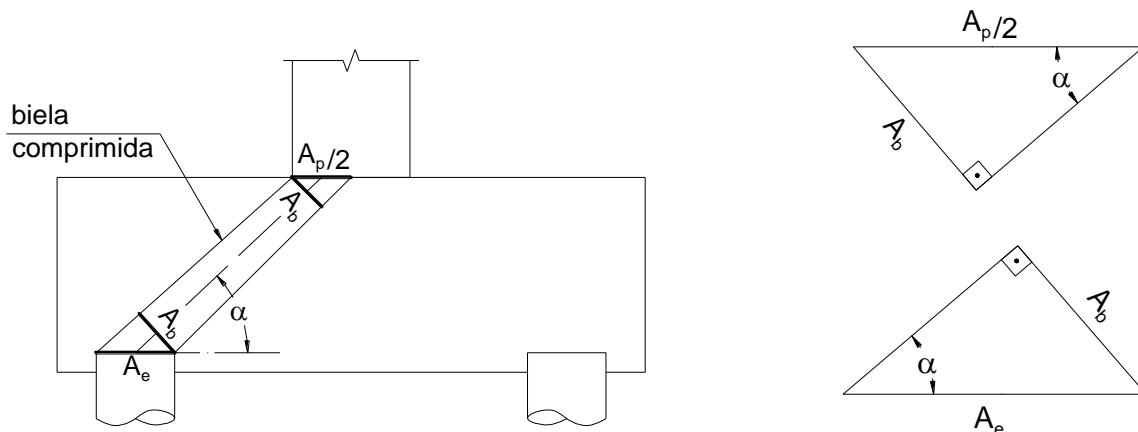


Figura 7 – Área da biela (A_b) de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca.

$$\text{No pilar: } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \quad \rightarrow \quad A_b = \frac{A_p}{2} \operatorname{sen} \alpha$$

⁵ **Arranque** é uma armadura inserida dentro do bloco, e que fica de “espera” para posteriormente ter nela emendada, geralmente por transpasse, a armadura principal do primeiro lance do pilar, de modo a proporcionar a ligação entre o bloco e o pilar. Opcionalmente a armadura do pilar pode ser inserida no bloco, diretamente, sem emenda com armadura de arranque, o que é mais econômico.

$$\text{Na estaca: } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_e} \quad \rightarrow \quad A_b = A_e \operatorname{sen} \alpha$$

Considerando a equação básica de tensão $\sigma_{cd} = R_{cd} / A_b$ e a força nas bielas de concreto ($R_{cd} = N_d / 2 \operatorname{sen} \alpha$), a tensão normal de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é:

- no pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha \frac{A_p}{2} \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

- na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha A_e \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{2 A_e \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas). Blévtot considerou:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 K_R f_{cd}$$

$K_R = 0,9$ a $0,95$ = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devida a cargas permanentes (efeito Rüsck).

A condição de segurança será atendida se:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad \text{e} \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

6.3 Armadura Principal

Como Blévtot verificou que, nos ensaios, a força medida na armadura principal foi 15 % superior à indicada pelo cálculo teórico, considera-se R_s acrescida de 15 %:

$$R_s = \frac{1,15 N (2e - a_p)}{8 d}$$

A **armadura principal**, disposta sobre o topo das estacas, é:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} = \frac{1,15 N_d}{8 d f_{yd}} (2e - a_p)$$

6.4 Armaduras Complementares

A NBR 6118 (22.7.4.1.5) especifica o seguinte sobre **armaduras laterais (de pele) e superior**: “Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.⁶ Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise

⁶ Excetuando o bloco sobre duas estacas, blocos sobre uma única linha de estacas são raros. Eventualmente podem ser necessários blocos sobre três ou mais estacas em linha, mas não são comuns. De modo que, a rigor, esta prescrição da norma não se aplica a blocos sobre três ou mais estacas que não estejam em uma única linha. Na frase seguinte a norma mostra a conveniência de colocar armaduras complementares nos blocos de maneira geral, entre elas a superior, mas não define o que é um bloco de grande volume. Pode-se em tese dizer que é aquele sujeito a uma maior possibilidade de ocorrência de fissuras, principalmente por efeito da retração e do calor do concreto gerado na hidratação do cimento.

da necessidade de armaduras complementares.”⁷ A armadura superior pode ser tomada como uma pequena parcela da armadura principal:⁸

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2A_s$$

Armadura de pele (lateral) e **estribos verticais** em cada face lateral:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\text{mín,face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{mín,face}} = 0,075B \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

onde B = largura do bloco em cm (Figura 8), podendo ser tomado, para cargas elevadas (**edifícios de grande porte**) como:

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot 15 \text{ cm}$$

Para **edifícios de pequeno porte** (blocos sob cargas verticais baixas) pode-se tomar:

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot 5 \text{ cm}$$

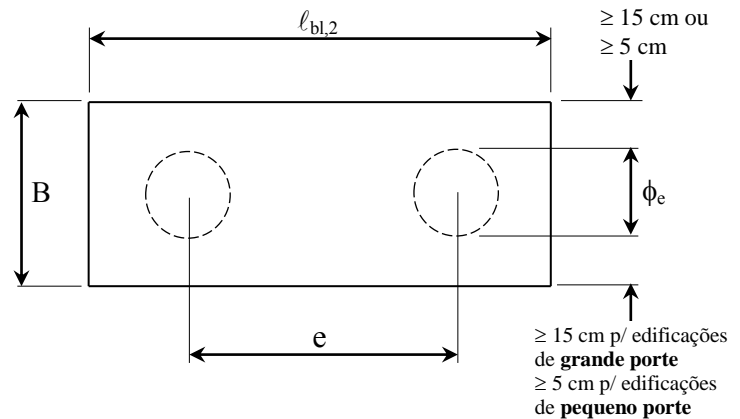


Figura 8 – Largura do bloco sobre duas estacas.

Espaçamento da **armadura de pele**:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}, \text{ e também } s \geq 8 \text{ cm (recomendação prática)}$$

Espaçamento dos **estribos verticais**:

$$\text{- sobre as estacas: } s \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{\text{est}} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

- nas outras posições além das estacas: $s \leq 20 \text{ cm}$

6.5 Ancoragem da Armadura Principal e Comprimento do Bloco

A NBR 6118 (22.7.4.1.1)⁹ especifica para os **blocos rígidos** que a **armadura de flexão** “deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve-se assegurar a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas.”¹⁰

A ancoragem da armadura positiva do bloco deve ter no mínimo o comprimento de ancoragem básico (ℓ_b), iniciada a partir da face interna da estaca, como indicada na Figura 9. A existência do gancho vertical reduz o comprimento de ancoragem, bem como um acréscimo na

⁷ Esta prescrição da NBR 6118 deve ser aplicada a todos os blocos, independentemente do número de estacas.

⁸ A norma não recomenda um valor para a armadura, mas existe a prescrição tradicional de $0,2A_s$.

⁹ A NBR 6118 também apresenta informações no caso de estacas tracionadas.

¹⁰ Essas especificações da norma devem ser tomadas para os blocos rígidos de modo geral, independentemente do número de estacas.

armadura adotada ($A_{s,ef}$) em relação à calculada. De modo que o comprimento de ancoragem necessário é:¹¹

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

A distância da face externa da estaca à superfície de topo do bloco deve ser suficiente para garantir a ancoragem da armadura principal, tomando-se para essa distância um valor mínimo de 15 ou 20 cm (ver Figura 9).

Para uma estimativa do comprimento do bloco sobre duas estacas, como o comprimento de ancoragem $l_{b,nec}$ não é conhecido logo de início, pode-se estimar um diâmetro para a barra da armadura principal e assim definir-se o comprimento de ancoragem básico (l_b – Tabela 4 ou Tabela 5 anexas, para região de boa ancoragem e **sem gancho**), com $\alpha = 0,7$ e c o cobrimento da armadura fica:

$$l_{bl,2} = e - \phi_e + 2(0,7l_b + c + \phi_\ell)$$

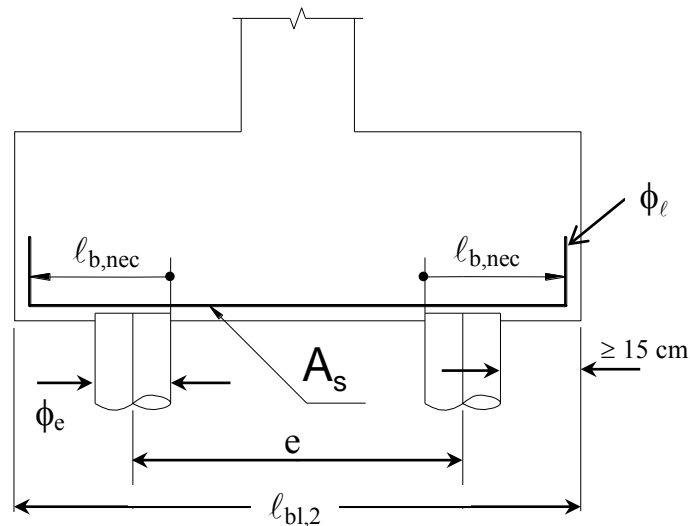


Figura 9 – Ancoragem da armadura principal no bloco sobre duas estacas.

Detalhamento das armaduras (Figura 10):

¹¹ BASTOS, P.S.S. *Ancoragem e emenda de armaduras*. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Mar/2018, 44p. Disponível em (23/10/23): <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Ancoragem.pdf>

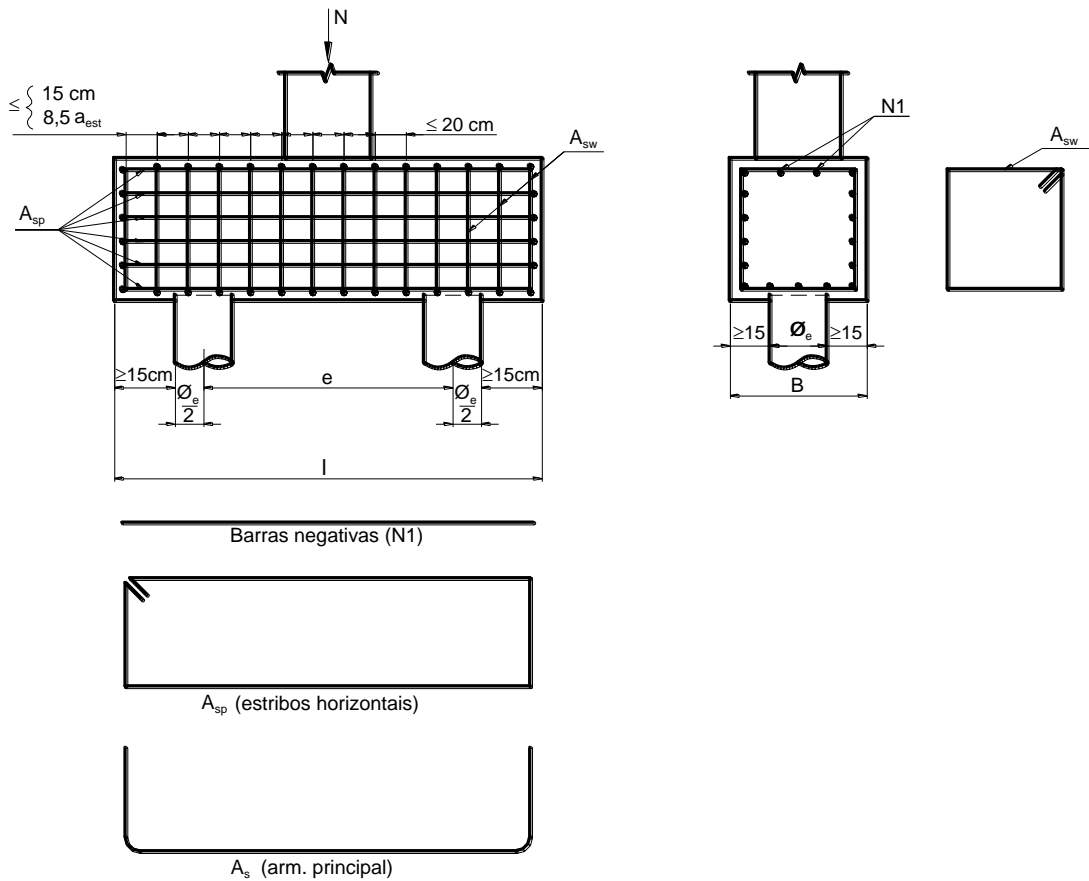


Figura 10 – Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas.

7. BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS (Método das Bielas – Bléivot)

O pilar é suposto de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco (Figura 11). O esquema de forças é analisado segundo uma das medianas do triângulo formado.

Do polígono de forças mostrado na Figura 11 são definidas as forças de tração e de compressão na direção das medianas do triângulo formado tomando os centros das estacas como vértices:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \quad \rightarrow \quad R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{N}{3R_c} \quad \rightarrow \quad R_c = \frac{N}{3 \operatorname{sen} \alpha}$$

Para pilares retangulares ($a_p \cdot b_p$) pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p}$$

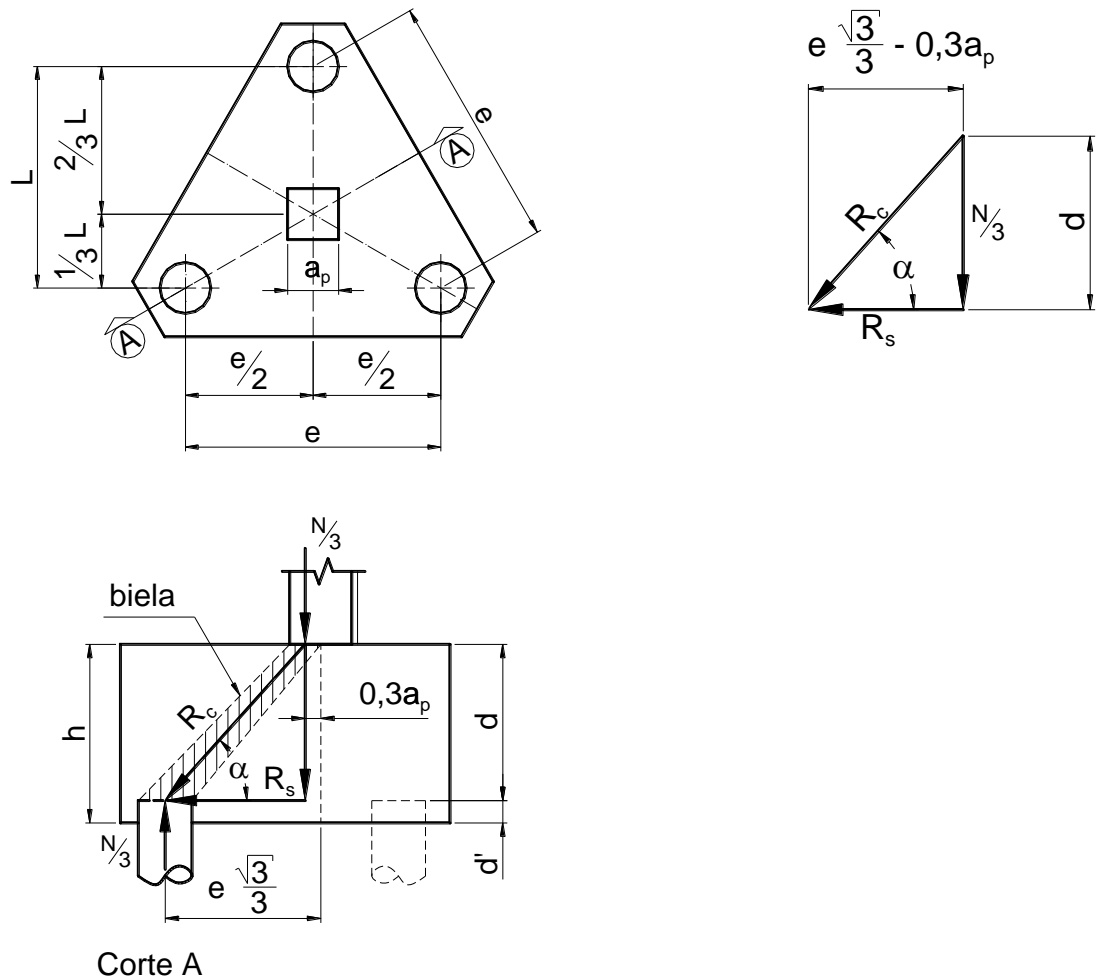


Figura 11 – Bloco sobre três estacas.

7.1 Altura Útil

Blévoit indicou ângulos α entre $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, que resultam nos limites para a altura útil d :

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p)$$

Conforme Machado (1985), com α assumindo valores de 45° a 55° , resulta:

$$0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad , \text{ portanto:}$$

$$d_{\min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Altura do bloco: $h = d + d'$

$$\text{com: } d \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} \end{cases} \quad , \quad a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

7.2 Verificação das Bielas

A seção transversal das bielas varia ao longo da altura do bloco e, por isso, são verificadas as seções junto à base do pilar e junto ao topo das estacas. Fazendo de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, conforme mostrado na Figura 7, considerando porém $A_p/3$ ao invés de $A_p/2$, tem-se:

$$\text{- área da biela na posição relativa à base do pilar: } A_b = \frac{A_p}{3} \text{sen } \alpha$$

$$\text{- área da biela na posição relativa ao topo da estaca: } A_b = A_e \text{sen } \alpha$$

A_b = área da biela ; A_p = área do pilar ; A_e = área da estaca.

Considerando a equação básica de tensão $\sigma_{cd} = R_{cd} / A_b$ e a força de compressão nas bielas ($R_{cd} = N_d / 3 \text{sen } \alpha$), a tensão de compressão na biela é:

- no pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{3 \text{sen } \alpha \frac{A_p}{3} \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha}$$

- na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 \text{sen } \alpha A_e \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{3 A_e \text{sen}^2 \alpha}$$

A tensão última, ou máxima, pode ser adotada com o seguinte valor empírico (experimental), adotado por Blévoit:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 K_R f_{cd}$$

A condição de segurança será atendida se:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad , \text{ com } 0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

7.3 Armadura Principal

O arranjo ou posicionamento da armadura principal nos blocos sobre três estacas, que segue a recomendação da NBR 6118, tem a **armadura principal paralela aos lados** (disposta na direção dos eixos das estacas) e uma **malha ortogonal**. É a configuração mais usada no Brasil e apresenta menor fissuração e maior economia que outros arranjos diferentes (Figura 12).

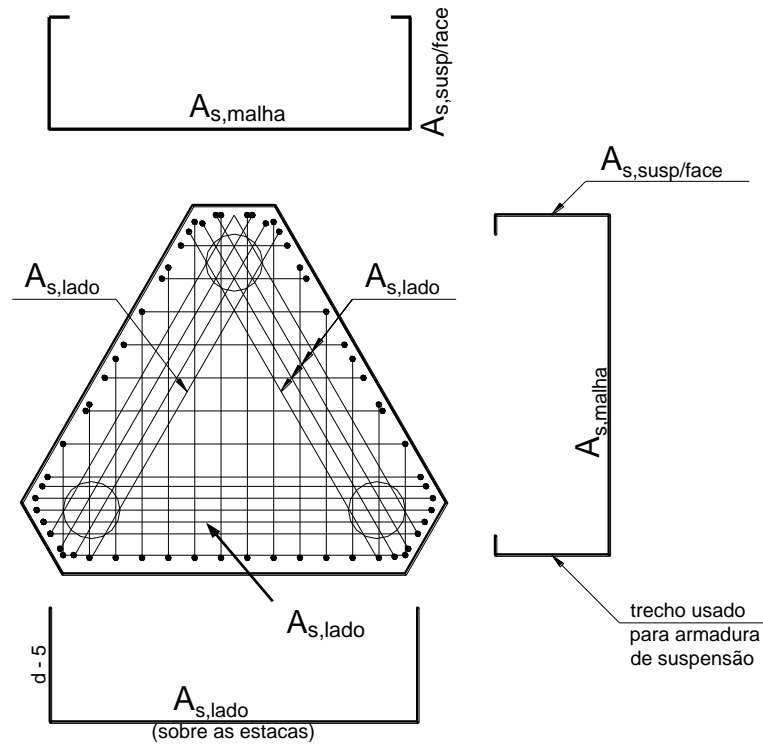


Figura 12 – Bloco sobre três estacas com armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal.

Até alguns anos atrás foi muito utilizado o arranjo mostrado na Figura 13, com armaduras na direção das medianas e de cintamento paralela aos lados, o qual tem a desvantagem da superposição dos três feixes de barras, no centro do bloco, além de ocorrer fissuração elevada nas faces laterais, provocadas pela falta de apoio nas extremidades das barras das medianas, conhecida por “armadura em vazio”. Este arranjo não atende ao prescrito na NBR 6118 (22.7.4.1.1), de que pelo menos 85 % da armadura de flexão deve ser disposta nas faixas definidas pelas estacas, e deste modo não será apresentado neste texto.

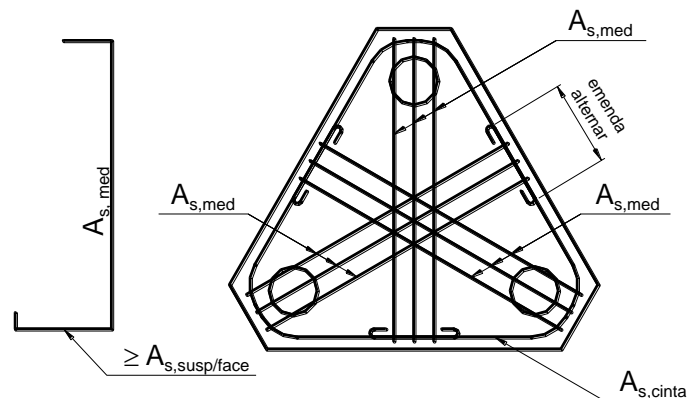


Figura 13 – Bloco sobre três estacas com armadura na direção das medianas e paralelas aos lados.

Para a definição da armadura sobre os eixos das estacas é necessário determinar a componente da força R_s (atuante na direção das medianas do triângulo) na direção dos eixos das estacas (R'_s). Considerando o esquema de forças mostrado na Figura 14, pela lei dos senos tem-se:

$$\frac{R_s}{\sin 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 30^\circ}$$

$$R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

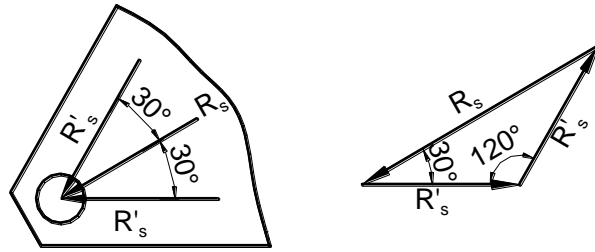


Figura 14 – Decomposição da força de tração R_s na direção dos eixos das estacas.

A armadura para resistir à força R'_s é:¹²

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}}$$

Considerando que a força R_s é:
$$R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right)$$

Resulta para a **armadura paralela aos lados** do bloco:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)$$

Armadura em malha

A NBR 6118 (22.7.4.1.2) especifica que “*Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independentemente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções ortogonais correspondente a 20 % do total das forças de tração em cada uma delas.*” A **armadura em malha**, de barras em duas direções, pode ser:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,2A_{s,\text{lado}} \geq A_{s,\text{susp/face}} \quad (\text{em cada direção})$$

onde $A_{s,\text{susp/face}}$ é a armadura de suspensão por face, apresentada a seguir.

7.4 Armadura de Suspensão

A **armadura de suspensão** tem a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas (Figura 15), que podem ocorrer pelo fato de formarem-se bielas de concreto comprimido que transferem partes da carga do pilar para as regiões inferiores do bloco, **entre as estacas**, e que se apoiam nas armaduras paralelas aos lados. Disso surgem tensões de tração que devem ser resistidas pela armadura de suspensão, a qual suspende as forças de tração para as regiões superiores do bloco, e que dessas regiões caminham para as estacas.

¹² Esta armadura deve ser convenientemente ancorada sobre a estaca, como apresentado no item 6.5.

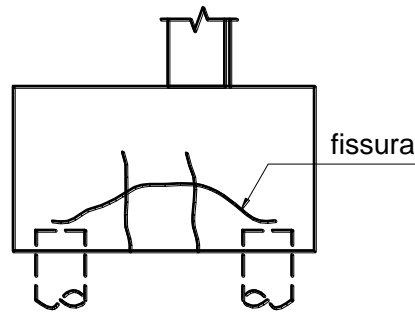


Figura 15 – Possível fissuração que exige armadura de suspensão no bloco sobre três estacas.

A NBR 6118 (22.7.4.1.3) especifica que “Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes a altura do bloco, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.”¹³ De modo geral, independentemente da quantidade de armadura de distribuição e do espaçamento entre as estacas, pode-se prescrever a **armadura de suspensão** com valor de:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}} \quad ; \quad n_e = \text{número de estacas}$$

Para bloco sobre três estacas:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{4,5f_{yd}}$$

Portanto, a **armadura de suspensão** por face do bloco é:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3}$$

7.5 Armadura Superior e de Pele

A **armadura superior**, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2 A_s$$

Em cada face vertical lateral do bloco deve ser colocada **armadura de pele**, na forma de estribos ou simplesmente barras horizontais, com a finalidade de reduzir a abertura de possíveis fissuras nessas faces (Figura 16), sendo:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total}$$

Com $A_{s,total} = 3A_{s,lado} = \text{armadura principal total}$.

¹³ As prescrições da NBR 6118 para armaduras em malha e de suspensão são gerais, independentemente do número de estacas sob o bloco.

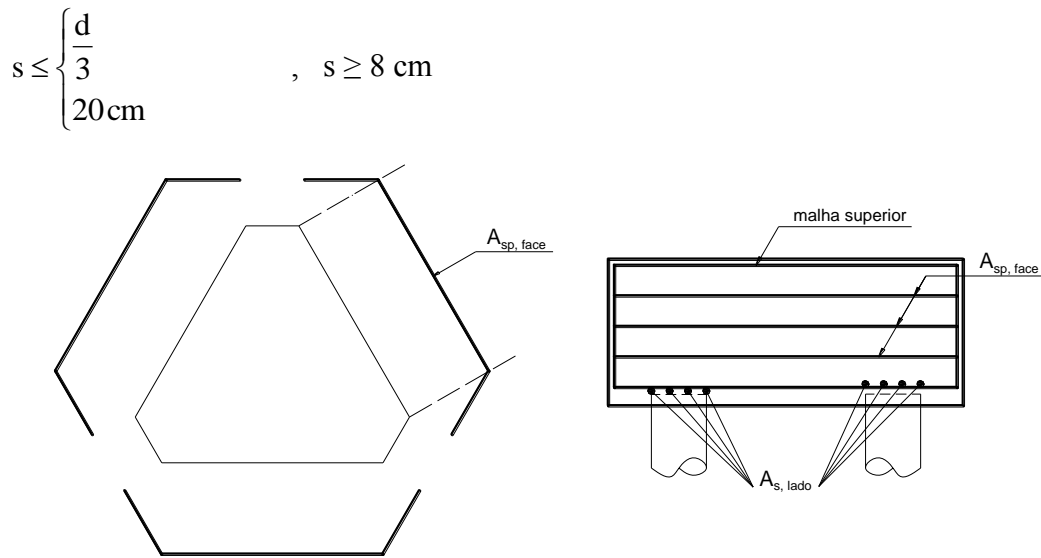


Figura 16 – Armadura de pele no bloco sobre três estacas.

7.6 Dimensões do Bloco em Planta

As dimensões do bloco sobre três estacas podem ser adotadas conforme a sugestão de Campos (2015), apresentadas na Figura 17.

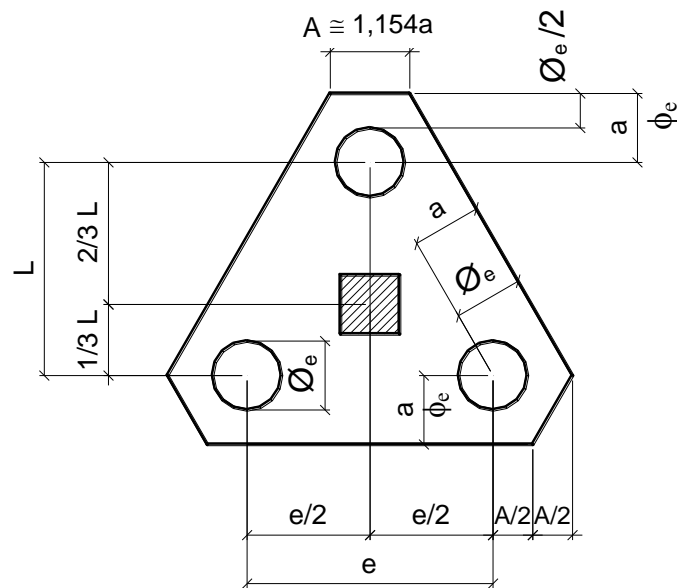


Figura 17 – Dimensões indicadas para o bloco sobre três estacas.

8. BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS (Método das Bielas – Blévtot)

Pilar de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco e das estacas (Figura 18).

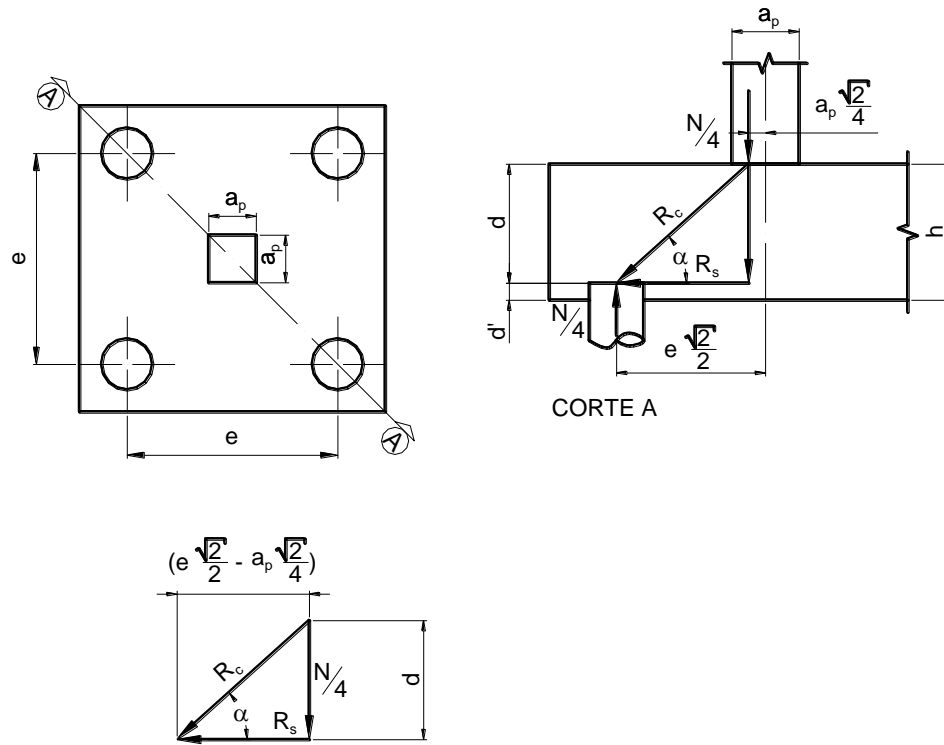


Figura 18 – Bloco sobre quatro estacas.

Da Figura 18, o ângulo de inclinação das bielas é:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{4}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}}$$

Do diagrama de forças tem-se a força de tração na direção das diagonais:

$$R_s = \frac{N\sqrt{2}}{16} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad ; \quad R_c = \frac{N}{4 \operatorname{sen} \alpha}$$

Para pilar retangular deve-se substituir a_p por $a_{p,eq}$:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p}$$

8.1 Altura Útil

Deve-se ter: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{\min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = e - \frac{a_p}{2}$$

$$h = d + d' \quad ; \quad d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad ; \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

8.2 Verificação das Bielas

Fazendo de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, e conforme a Figura 7, porém, considerando $A_p/4$ ao invés de $A_p/2$, tem-se:

$$\text{- área da biela na posição relativa à base do pilar: } A_b = \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha$$

$$\text{- área da biela na posição relativa ao topo da estaca: } A_b = A_e \text{sen } \alpha$$

Considerando a equação básica de tensão ($\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$), a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é:

- no pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha}$$

- na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha A_e \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{4 A_e \text{sen}^2 \alpha}$$

Tensão limite indicada por Blévoit:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 K_R f_{cd} \quad \text{com } 0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

Condição de segurança:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad ; \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

8.3 Armadura Principal

Há quatro tipos diferentes de detalhamento da armadura principal, indicados na Figura 19. O detalhamento do tipo **b** da Figura 19 é um dos mais eficientes. O detalhamento **a** apresentou fissuras laterais excessivas já para cargas reduzidas. A armadura apenas com malha (**d**), apresentou carga de ruptura inferior ao dos outros casos, com uma eficiência de 80 %, e o melhor desempenho quanto à fissuração. Nos detalhamentos **a**, **b** e **c**, deve ser acrescentada a armadura inferior em malha, a fim de evitar fissuras na parte inferior do bloco. Além disso, os detalhamentos **a**, **c** e **d** não atendem à prescrição da NBR 6118 (22.7.4.1.1) de que a armadura principal deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas (ver item 6.5), e por este motivo as formulações destes arranjos não serão mostradas.

O detalhamento **b**, com armadura principal paralela aos lados e com adição de armadura em malha, é **o mais usual na prática** (Figura 20). A força de tração paralela aos lados é R'_s , e a armadura paralela a cada lado é:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p)$$

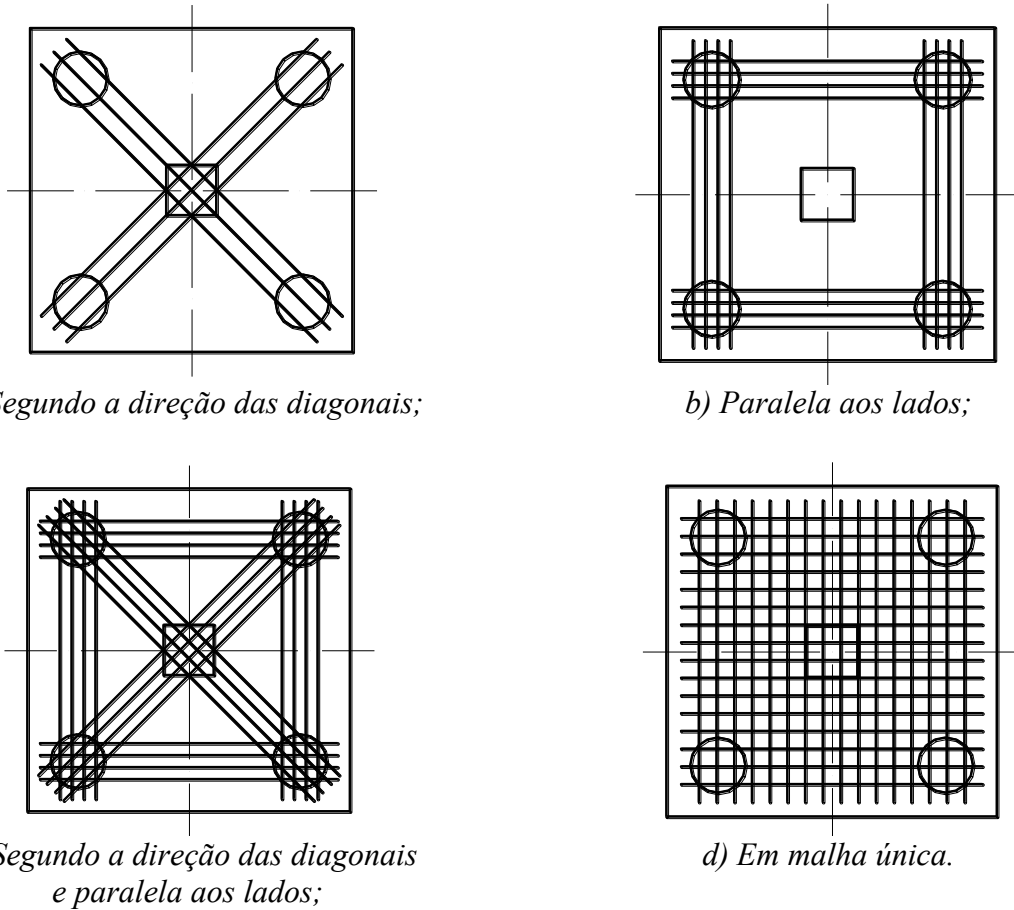


Figura 19 – Possíveis detalhes da armadura principal no bloco sobre quatro estacas.

A armadura de distribuição em malha, em cada direção, pode ser adotada como:

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp}}{4}$$

$$\text{Armadura de suspensão total: } A_{s,susp} = \frac{N_d}{6f_{yd}}$$

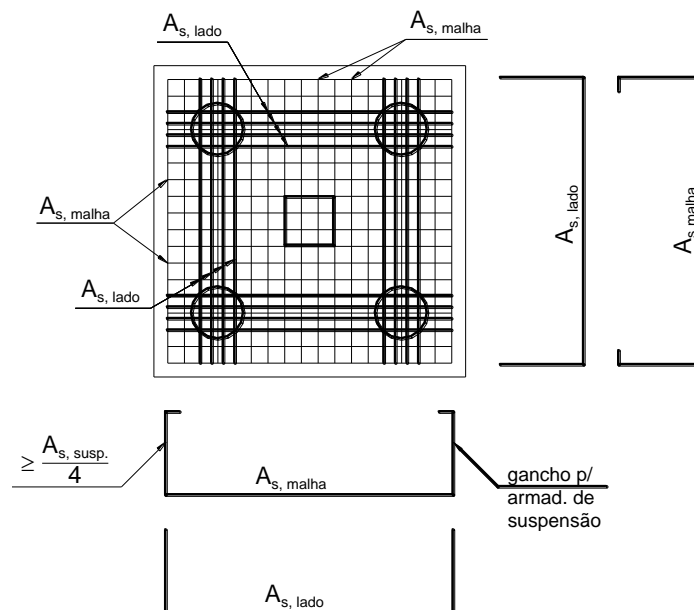


Figura 20 – Disposição da armadura mais usual no Brasil para o bloco sobre quatro estacas: armadura paralela aos lados e em malha.

8.4 Armaduras Complementares

Além da armadura de suspensão deve ser colocada uma armadura de pele, em forma de barras horizontais nas faces, com área por face de:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot}$$

$A_{s,tot}$ = armadura principal total = $4A_{s,lado}$ ou $4A_{s,diag}$, conforme o tipo de armadura principal.

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad ; \quad s \geq 8 \text{ cm}$$

A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2 A_s$$

9. BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS

(Método das Bielas – Bléivot)

9.1 Bloco com Uma Estaca no Centro (Bloco Quadrado)

O procedimento para dedução de R_s é semelhante ao bloco sobre quatro estacas, substituindo-se N por $(4/5)N$ (Figura 21):

$$R_s = \frac{4}{5} \frac{N\sqrt{2}}{16} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

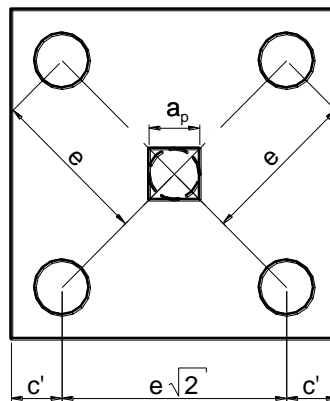


Figura 21 – Bloco sobre cinco estacas com uma estaca no centro.

9.1.1 Altura Útil

Considerando $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{\min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = e - \frac{a_p}{2}$$

$$h = d + d' \quad ; \quad d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

9.1.2 Verificação das Bielas

De forma análoga ao descrito para os blocos sobre duas, três e quatro estacas, a tensão na biela junto ao pilar e à estaca é:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \quad ; \quad \sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{N_d}{5A_e \sin^2 \alpha}$$

Tensão limite junto ao pilar e à estaca:

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 2,6K_R f_{\text{cd}} \quad \text{com} \quad 0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = 2,1K_R f_{\text{cd}}$$

Condição de segurança:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} \quad ; \quad \sigma_{\text{cd,b,est}} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim,est}}$$

9.1.3 Armadura Principal

Nas expressões para os blocos sobre quatro estacas, N_d deve ser substituído por $(4/5)N_d$, sendo os detalhamentos análogos. Apresenta-se apenas o caso do detalhamento mais usual, o de **armadura principal paralela aos lados e em malha**.

A armadura paralela a cada lado é:

$$A_{\text{s,lado}} = \frac{4}{5} \frac{N_d}{16d \cdot f_{\text{yd}}} (2e - a_p) = \frac{N_d}{20d \cdot f_{\text{yd}}} (2e - a_p)$$

Armadura de distribuição em malha, em cada direção:

$$A_{\text{s,malha}} = 0,25A_{\text{s,lado}} \geq \frac{A_{\text{s,susp}}}{4} \quad (4 = \text{número de faces do bloco})$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{\text{s,susp}} = \frac{N_d}{7,5f_{\text{yd}}}$$

O detalhamento é idêntico àquele mostrado para o bloco sobre quatro estacas, para o detalhamento “Armaduras Paralelas aos Lados e em Malha” (ver Figura 20). A armadura superior e de pele também devem ser acrescentadas (ver item 6.4).

9.2 Pilares Muito Retangulares

Para esses pilares pode ser projetado um bloco retangular (Figura 22). São tratados como os blocos sobre quatro estacas, devendo as fórmulas serem adaptadas em função das distâncias diferentes entre as estacas.

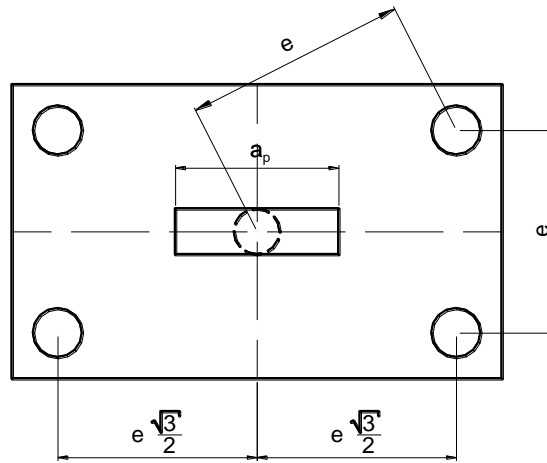


Figura 22 – Bloco retangular sobre cinco estacas para pilar alongado.

Como opção, existe a possibilidade de fazer uma linha com três estacas e outra com duas estacas (Figura 23). O cálculo do bloco é semelhante ao dos blocos com mais de seis estacas.

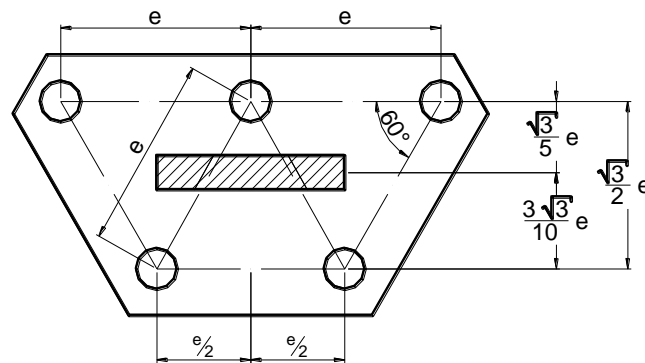


Figura 23 – Outro arranjo no posicionamento das cinco estacas no bloco para pilar alongado.

9.3 Bloco em Forma de Pentágono

As estacas posicionam-se nos vértices de um pentágono (Figura 24). O centro do pilar quadrado coincide com o centro geométrico das estacas.

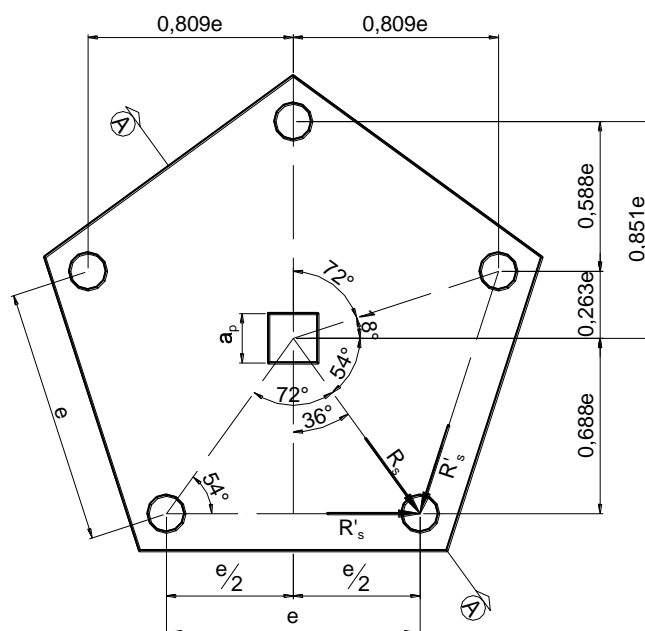


Figura 24 – Bloco sobre cinco estacas com forma de pentágono

Conforme o Corte A, passando pelo centro do pilar e por uma das estacas (Figura 25), o ângulo de inclinação das bielas e a força de tração segundo a direção do centro do pilar e do centro das estacas são:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N}{5R_s} = \frac{d}{0,85e - 0,25a_p}$$

$$R_s = \frac{0,85N}{5d} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

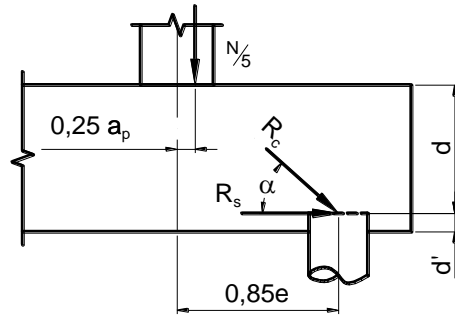


Figura 25 – Esquema de forças sobre uma estaca.

9.3.1 Altura Útil

Deve-se ter: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{\min} = 0,85 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 1,2 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

$$h = d + d' \quad \rightarrow \quad d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

9.3.2 Verificação das Bielas

Se d for adotado entre d_{\min} e d_{\max} , não será necessário verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas de concreto.

9.3.3 Armadura Principal

Dentre os detalhamentos possíveis, o mais comum é aquele com barras paralelas aos lados acrescentada de armadura em malha (Figura 26).

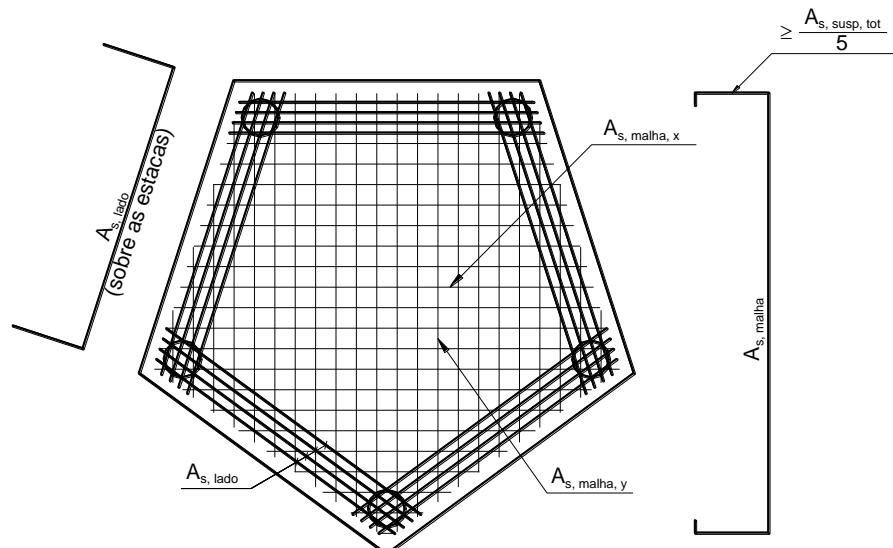


Figura 26 – Bloco sobre cinco estacas com armadura principal paralela aos lados e em malha.

Considerando as forças mostradas na Figura 27, a força R'_s na direção dos eixos das estacas é:

$$R'_s = \frac{R_s}{2 \cos 54^\circ} = \frac{0,85N}{2 \cos 54^\circ \cdot 5d} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

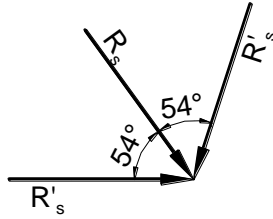


Figura 27 – Esquema de forças de tração sobre uma estaca.

A armadura paralela aos lados sobre as estacas (5x), resulta:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{0,725N_d}{5d \cdot f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

Armadura em malha, em cada direção (x, y):

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25A_{s,\text{lado}} \geq \frac{A_{s,\text{susptot}}}{5}$$

9.3.4 Armaduras Complementares

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,\text{susptot}} = \frac{N_d}{7,5f_{yd}}$$

Armadura de pele (por face):

$$A_{sp,\text{face}} = \frac{1}{8} A_{s,\text{tot}} \quad , \text{ com } A_{s,\text{tot}} = \text{armadura principal total.}$$

A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2A_s$$

10. BLOCO SOBRE SEIS ESTACAS (Método das Bielas – Blévtot)

As formas mais comuns são o retangular, em pentágono e em hexágono. No caso de pentágono é acrescentada uma estaca no centro, com centro coincidente com o centro do pilar e com o centro das demais estacas. O bloco retangular é indicado para pilares retangulares e alongados (Figura 28).

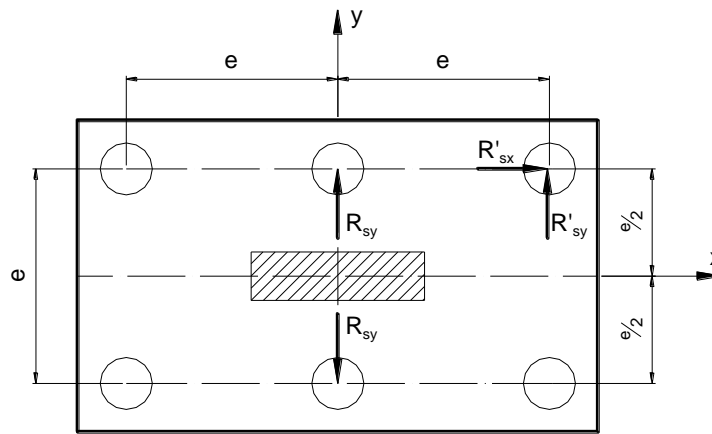


Figura 28 – Bloco retangular sobre seis estacas.

10.1 Bloco em Forma de Pentágono

Para as estacas posicionadas nos vértices e no centro do pentágono, procede-se como no caso do bloco sobre cinco estacas, substituindo-se N por $5N/6$.

A força de tração R_s na direção do eixo do pilar e as estacas nos vértices é:

$$R_s = \frac{0,85N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

10.1.1 Altura Útil

Considerando $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{\min} = 0,85 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 1,2 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

$$h = d + d' \quad d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

10.1.2 Verificação das Bielas

Adotando-se d dentro do intervalo entre d_{\min} e d_{\max} não é necessário verificar a tensão nas bielas.

10.1.3 Armadura Principal

Entre os diferentes detalhamentos possíveis, será mostrado apenas o mais comum, que é aquele com barras paralelas aos lados acrescida de uma malha. A força de tração R_s (Figura 29), decomposta na direção paralela aos lados, é:

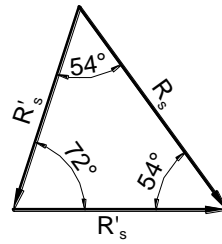


Figura 29 – Decomposição da força de tração na direção paralela aos lados.

$$\frac{R'_s}{\sin 54^\circ} = \frac{R_s}{\sin 72^\circ} \quad \rightarrow \quad R'_s = R_s \frac{\sin 54^\circ}{\sin 72^\circ} = 0,85R_s$$

$$R'_s = 0,85 \frac{0,85N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right) = \frac{0,725N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

E a armadura paralela aos lados do pentágono:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{0,725N_d}{6d \cdot f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

Armadura em malha, em cada direção (x ; y):

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25A_{s,\text{lado}} \geq \frac{A_{s,\text{susptot}}}{5}$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,\text{susptot}} = \frac{N_d}{7,5f_{yd}}$$

A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2A_s$$

Em cada face vertical lateral do bloco deve ser colocada armadura de pele (barras horizontais), com a finalidade de reduzir a abertura de possíveis fissuras nessas faces, sendo:

$$A_{sp,\text{face}} = \frac{1}{8} A_{s,\text{total}}$$

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases}, \quad s \geq 8\text{ cm}$$

O detalhamento das armaduras é idêntico àquele mostrado para o bloco em forma de pentágono sobre cinco estacas.

10.2 Bloco em Forma de Hexágono

Neste caso, as estacas são posicionadas junto aos vértices do hexágono (Figura 30). Admitindo-se pilar quadrado, com o centro coincidente com o centro das estacas, para um corte A passando por um vértice e pelo centro do pilar, as seguintes expressões para o ângulo de inclinação das bielas de concreto podem ser escritas:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{R_s}}{e - \frac{a_p}{4}} \rightarrow R_s = \frac{N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

10.2.1 Altura Útil

Considerando $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{\min} = e - \frac{a_p}{4} \quad ; \quad d_{\max} = 1,43 \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

$$h = d + d' \quad ; \quad d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

10.2.2 Verificação das Bielas

Não é necessário verificar a tensão nas bielas caso $d_{\min} \leq d \leq d_{\max}$.

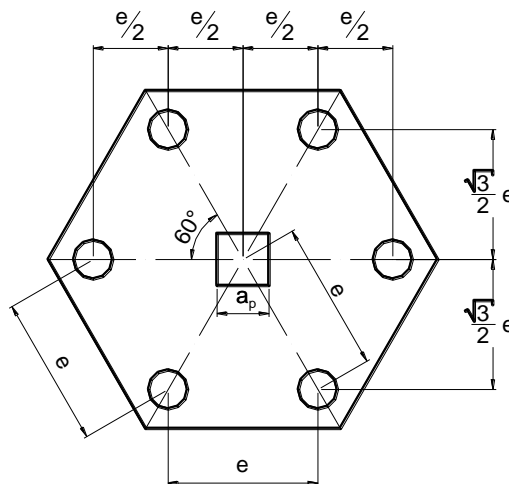


Figura 30 – Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.

10.2.3 Armadura Principal

O detalhamento com armadura paralela aos lados acrescida de armadura em malha (Figura 31), é mais econômico e apresenta menor fissuração comparativamente a outros detalhamentos que eram utilizados no passado.

Aplicando a lei dos senos:

$$\frac{R_s}{\sin 60^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 60^\circ} \quad \rightarrow \quad R_s = R'_s$$

$$R'_s = \frac{N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

Armadura paralela aos lados em cada lado e sobre as estacas (6 vezes):

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{6d \cdot f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

Armadura de distribuição em malha, em cada direção:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25A_{s,\text{lado}}$$

A **armadura de suspensão** pode ser calculada conforme apresentado no item 7.4. A armadura de pele deve ser prevista, horizontal nas faces, além da armadura negativa em malha, próxima à borda superior do bloco (ver item 7.5).

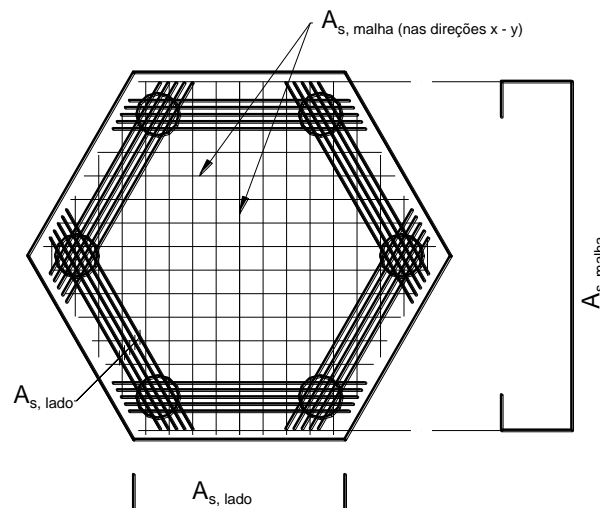


Figura 31 – Bloco sobre seis estacas com armadura paralela aos lados e em malha.

11. BLOCO SOBRE SETE ESTACAS

No caso do bloco em forma de hexágono, a sétima estaca fica posicionada no centro do bloco, sob o pilar. Para $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, tem-se:

$$d_{\min} = e - \frac{a_p}{4} \quad ; \quad d_{\max} = 1,43 \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

A compressão nas bielas não precisa ser verificada no caso de d ser escolhido entre d_{\min} e d_{\max} . As armaduras, dispostas na direção das diagonais e com cintas paralelas aos lados (Figura 32), podem ser calculadas como:

$$A_{s,\text{diag}} = \frac{(1-k) N_d}{7d \cdot f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

$$A_{s,cinta} = \frac{k \cdot N_d}{7d \cdot f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right) \quad , \text{ com } \frac{2}{5} \leq k \leq \frac{3}{5}$$

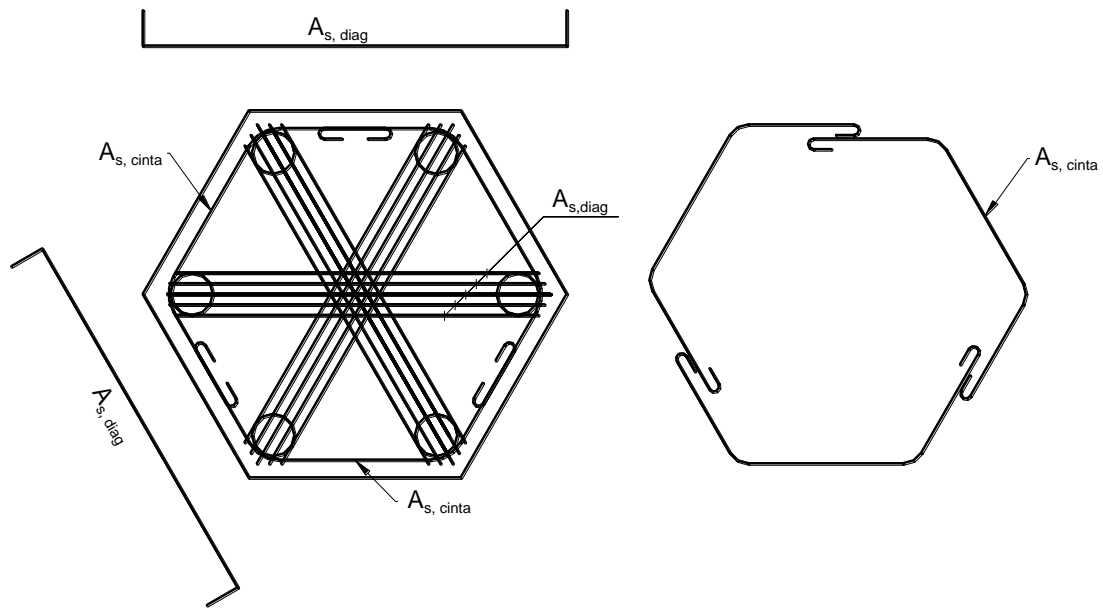


Figura 32 – Bloco sobre sete estacas com armadura principal na direção das diagonais e em cinta.

12. MÉTODO DO CEB-70

O método proposto (Boletim 73, fascículo 4 do CEB-70) é semelhante ao apresentado para as sapatas, com algumas particularidades.

A altura do bloco deve ser menor ou igual a duas vezes a distância da face do pilar ao eixo da estaca mais afastada (c), e maior que $2/3$ de c .

$$\frac{2}{3}c \leq h \leq 2c$$

e

$$d \geq \ell_{b,\phi,pil}$$

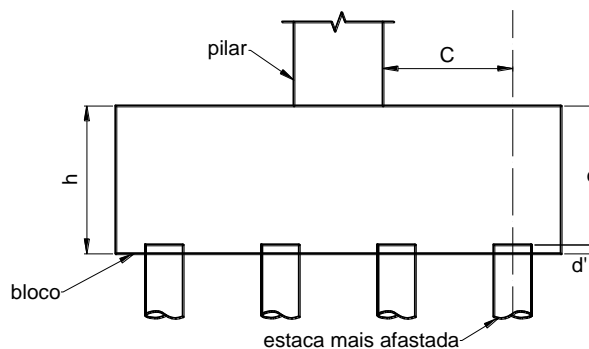


Figura 33 – Notação aplicada ao bloco.

O método propõe o cálculo da armadura principal para a flexão, e a verificação da resistência do bloco às forças cortantes.

12.1 Momentos Fletores

A armadura principal (inferior) é determinada para o momento fletor calculado em relação a uma seção de referência S_1 (Figura 34), em cada direção, posicionada internamente ao pilar e distante $0,15a_p$ (ou $0,15b_p$) da face do pilar.

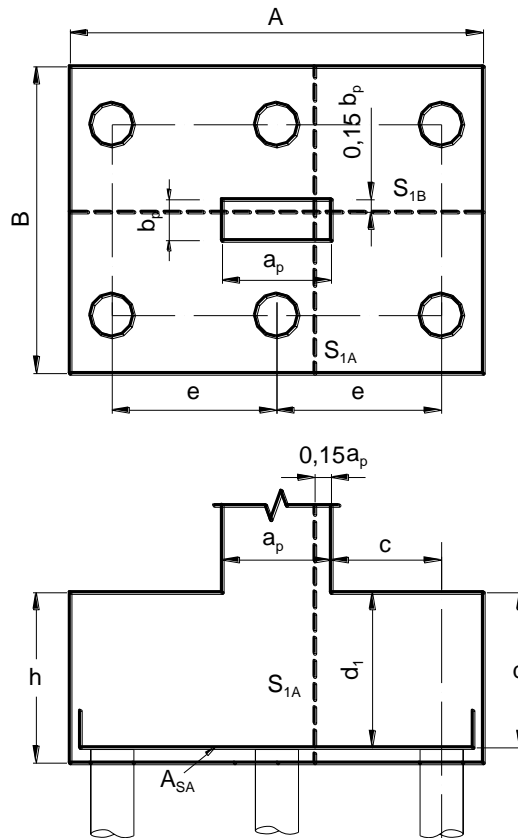


Figura 34 – Seção de referência S_1 .

$$d_1 = d \leq 1,5c$$

d_1 = altura útil, medida no plano da superfície de referência S_1 . Em blocos, geralmente $d_1 = d$.

O momento fletor na seção S_1 é calculado fazendo o produto das reações das estacas pela distância à seção S_1 , considerando-se as estacas existentes entre a seção S_1 e a face lateral do bloco, paralela à seção S_1 .

12.2 Armadura Principal

O cálculo da armadura principal é feito como nas vigas à flexão, para a seção transversal do bloco na seção de referência S_1 . A armadura é perpendicular à seção de referência S_1 e pode ser calculada simplificadamente segundo a equação:

$$A_{s,A} = \frac{M_{1A,d}}{0,85d_{1A} f_{yd}}$$

(armadura paralela à dimensão A – perpendicular à seção S_{1A} , onde o momento fletor $M_{1A,d}$ foi calculado).

Para a seção de referência S_{1B} :

$$A_{s,B} = \frac{M_{1B,d}}{0,85d_{1B} f_{yd}}$$

(armadura paralela à dimensão B – perpendicular à seção S_{1B} , onde o momento fletor $M_{1B,d}$ foi calculado).

$$A_{s,B} \geq \frac{1}{5} A_{s,A} \quad \text{para } A_{s,A} > A_{s,B}$$

Essas armaduras devem se estender de uma face à outra do bloco, sem redução, e podem ser distribuídas uniformemente na dimensão do bloco. Como uma opção, as armaduras podem ter partes concentradas em faixas sobre as estacas, e as partes restantes distribuídas uniformemente entre as estacas.

12.3 Forças Cortantes

A verificação à força cortante é feita nas seções de referência S_2 (Figura 35), perpendiculares à seção de apoio do bloco e posicionadas externamente ao pilar, distantes $d/2$ da face do pilar, na direção considerada. No caso do bloco sobre três estacas dispostas segundo os vértices de um triângulo equilátero, é suficiente fazer a verificação da força cortante relativa à estaca mais afastada do centro do pilar.

A distância entre a seção S_2 e a estaca mais afastada é c_2 . Na direção A considera-se a seção de referência S_{2A} , e a largura da seção é:

$$b_{2A} = b_p + d_{2A} \quad , \text{ com } d_{2A} \leq 1,5c_{2A}$$

onde d_{2A} é a altura útil do bloco na seção S_{2A} , geralmente igual a d , como mostrado na Figura 35.

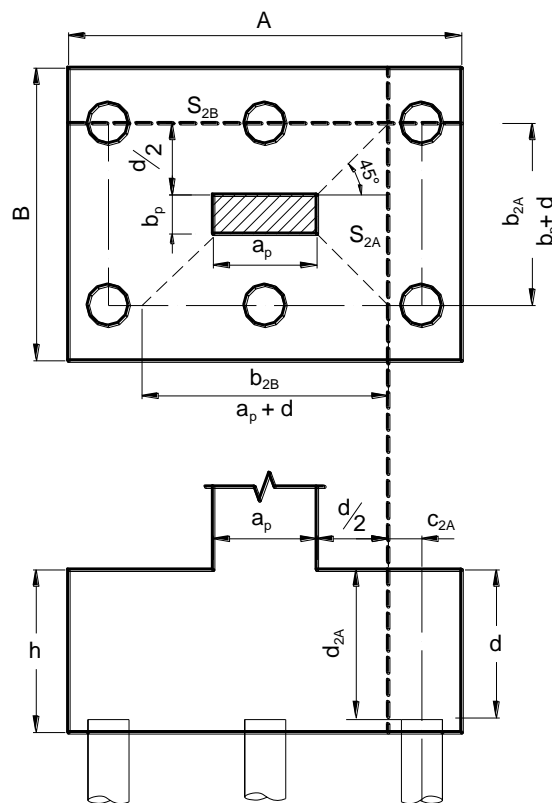


Figura 35 – Seções de referência S_2 .

Se existir uma estaca ou uma linha de estacas dentro da distância $d/2$, a seção de referência S_2 deve ser posicionada na face do pilar (Figura 36).

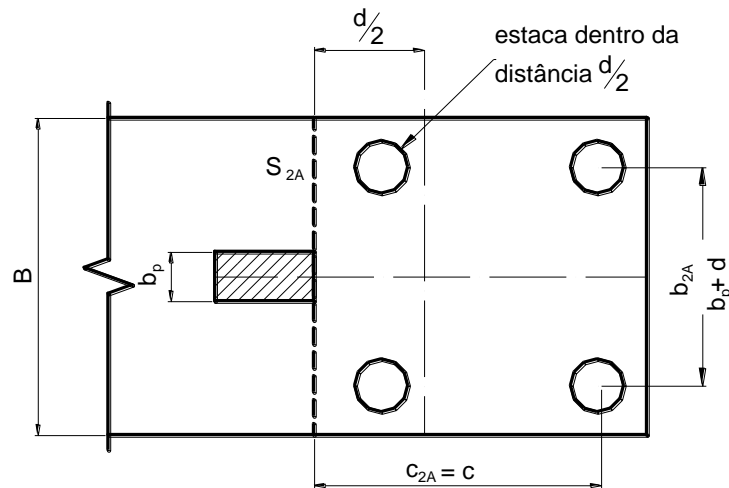


Figura 36 – Seção de referência S_2 quando estacas encontram-se dentro da distância $d/2$.

12.4 Força Cortante Limite

As forças cortantes atuantes nas seções de referência S_2 devem ser menores que as forças cortantes limites:

$$V_{d,\text{lim}} = \frac{0,25}{\gamma_c} \left(1 - \frac{c}{5d} \right) b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}}$$

f_{ck} em kN/cm^2 ; $V_{d,\text{lim}}$ em kN ; b_2 e d_2 em cm .

A força cortante de cálculo atuante deve ser menor que a força cortante limite: $V_d \leq V_{d,\text{lim}}$.

12.5 Resistência Local à Força Cortante

Por segurança, verifica-se a resistência do bloco à força cortante nas estacas posicionadas nos cantos do bloco. A força cortante é a reação da estaca (R_e). A seção a ser verificada fica em uma distância $d_1/2$ da face da estaca. A largura b_2 é d_1 acrescida da largura (ou diâmetro) da estaca, e sua altura d_2 é a altura útil efetiva da seção S_2 (Figura 37). d_1 é a altura útil medida junto à face da estaca.

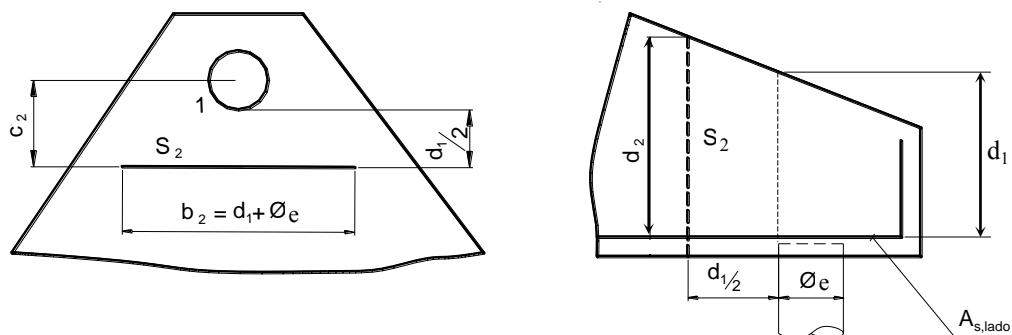


Figura 37 – Seção de referência S_2 .

Se a altura do bloco for constante ($h = \text{cte}$), tem-se: $d_1 = d_2 = d$.

A reação $R_{e,d}$ da estaca deve ser, no máximo, igual à reação limite:

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{\gamma_c} b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}} \quad \rightarrow \quad R_{e,d} \leq R_{d,lim}$$

f_{ck} em kN/cm^2 ; $R_{d,lim}$ em kN ; b_2 e d_2 em cm ; $d_2 \leq 1,5c_2$

12.6 Armadura Principal em Bloco Sobre Três Estacas

Deve ser adotada uma seção de referência S_1 relativa ao pilar e uma estaca (Figura 38). Sendo R_e a reação da estaca, o momento fletor nesta seção é:

$$M_1 = R_e \cdot c_1$$

Do momento fletor na seção de referência (S_1) surge a força de tração R_s (na direção da mediana), considerando a equação básica $M_1 = R_s \cdot z$, com z o braço de alavanca, o qual pode ser tomado aproximadamente igual a $0,8d_1$. Portanto, a força de tração R_s é:

$$R_s = \frac{M_1}{z} = \frac{M_1}{0,8d_1} = \frac{R_e \cdot c_1}{0,8d_1}$$

com d_1 = altura útil em S_1 (geralmente igual a d).

E de R_s surge a força de tração R'_s na direção de duas estacas (para cálculo da armadura paralela ao lado):

$$R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$\text{Armadura paralela ao lado: } A_{s,lado} = \frac{R'_s}{f_{yd}}$$

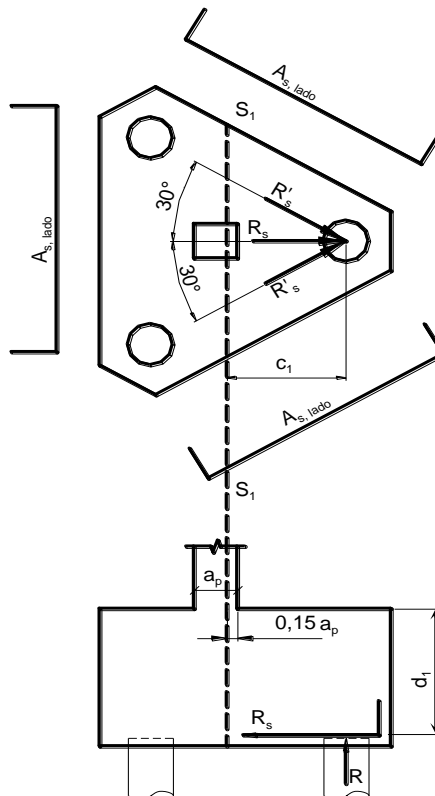


Figura 38 – Seção de referência S_1 para bloco sobre três estacas conforme do método do CEB-70.

13. PILARES SUBMETIDOS À CARGA VERTICAL E MOMENTOS FLETORES

O método a seguir apresentado considera a superposição dos efeitos da carga normal e dos momentos fletores, atuando separadamente.

Para ser válido o procedimento, os eixos x e y devem ser os eixos principais de inércia e as estacas devem ser verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento.

Para pilar submetido a uma carga vertical N e momentos M_x e M_y apoiado sobre um conjunto de estacas verticais, a tensão no centro de uma estaca i, é dada por:

$$\sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{M_x y_i}{I_x} + \frac{M_y x_i}{I_y}$$

N = carga vertical do pilar;

S = área da seção transversal de todas as estacas;

M_x = momento fletor que atua em torno do eixo x, positivo quando comprime o lado positivo do eixo y;

M_y = momento fletor que atua em torno do eixo y, positivo quando comprime o lado positivo do eixo x;

x_i = coordenada x da estaca i;

y_i = coordenada y da estaca i.

A área de todas as estacas pode ser considerada como: $S = n_e S_i$

n_e = número de estacas;

S_i = área da seção de cada estaca, admitindo-se todas iguais.

$$\sigma_i S_i = N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x y_i S_i}{I_x} + \frac{M_y x_i S_i}{I_y}$$

com N_i = carga vertical na estaca i.

Considerando-se que os momentos de inércia são dados por:

$$I_x = n_e I_{xi} + S_i \sum y_i^2 \quad \rightarrow \quad I_x \cong S_i \sum y_i^2$$

$$I_y = n_e I_{yi} + S_i \sum x_i^2 \quad \rightarrow \quad I_y \cong S_i \sum x_i^2$$

$$N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$$

Considerando finalmente o peso próprio do bloco, tem-se:

$$N_i = \frac{1,1N}{n_e} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$$

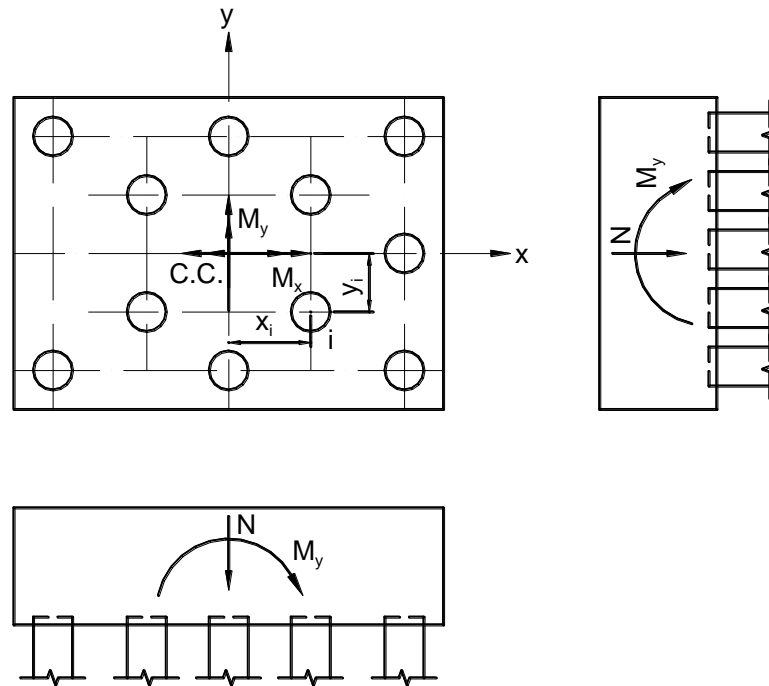


Figura 39 – Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.

Exemplo

Dado um bloco sobre seis estacas moldadas “in loco”, tipo Strauss, com carga de trabalho de 300 kN, dispostas de acordo com a distribuição já conhecida, submetido a uma carga vertical de compressão de 1.300 kN e um momento em torno do eixo y, $M_y = 100$ kN.m. Efetuar o dimensionamento da armadura do bloco à flexão, bom como todas as verificações necessárias. Dados: $d' = 5$ cm, C20, armadura do pilar 18 ϕ 12,5 mm.

Resolução

Carga na estaca:

$$N = 1.300 \text{ kN} \quad ; \quad M_x = 0 \quad ; \quad M_y = 100 \text{ kN.m} = 10.000 \text{ kN.cm}$$

$M_y =$ momento em torno do eixo y (convenção aqui utilizada)

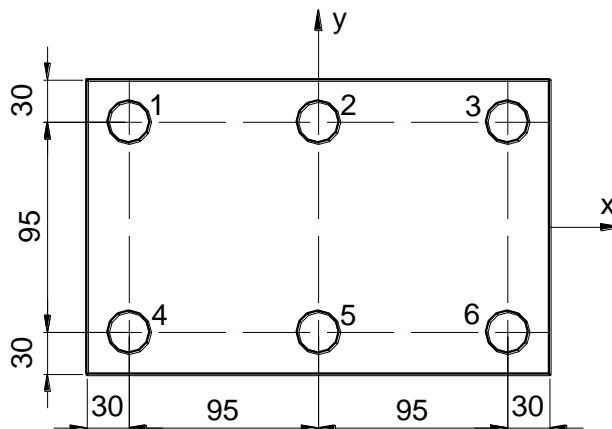


Figura 40 – Numeração das estacas e distâncias (cm).

$$N_i = \frac{1,1N}{n_e} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$$

$$\frac{1,1N}{n_e} = \frac{1,1 \cdot 1300}{6} = 238 \text{ kN}$$

$$\Sigma x_i^2 = \underbrace{(-95)^2}_{(1)} + \underbrace{0^2}_{(2)} + \underbrace{95^2}_{(3)} + \underbrace{(-95)^2}_{(4)} + \underbrace{0^2}_{(5)} + \underbrace{95^2}_{(5)} = 36.100 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = 238 + \frac{10000(-95)}{36100} = 211,7 \text{ kN}$$

$$N_2 = 238 + \frac{10000(0)}{36100} = 238,0 \text{ kN}$$

$$N_3 = 238 + \frac{10000(95)}{36100} = 264,3 \text{ kN}$$

$$N_4 = N_1 = 211,7 \text{ kN}$$

$$N_5 = N_2 = 238,0 \text{ kN}$$

$$N_6 = N_3 = 264,3 \text{ kN}$$

14. EXEMPLOS NUMÉRICOS

14.1 Exemplo 1 - Bloco Sobre Duas Estacas

Dimensionar e detalhar as armaduras de um bloco para pilar de canto com seção transversal 20 x 30 cm, sobre duas estacas pré-moldadas com capacidade nominal de 400 kN (40 tf) e diâmetro (ϕ_e) de 30 cm. Dados: $c = 3,0$ cm ; concreto C25 ; aço CA-50 ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 50/1,15 = 43,5$ kN/cm²) ; $\phi_{e,pil} = 16$ mm. A força normal e os momentos fletores solicitantes na **base do pilar** são (Figura 41):¹⁴

$$N_k = 620 \text{ kN}$$

$$M_x = 440 \text{ kN.cm} \quad (\text{relativo à direção } x \text{ do pilar});$$

$$M_y = 1.000 \text{ kN.cm} \quad (\text{relativo à direção } y \text{ do pilar}).$$

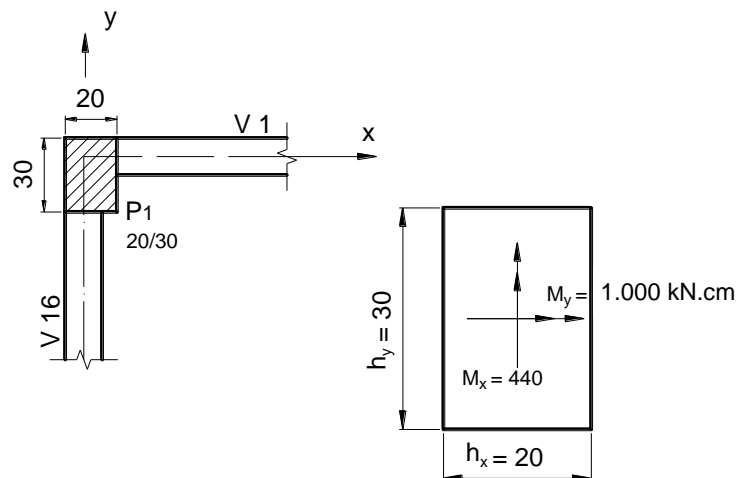


Figura 41 – Situação do pilar de canto e momentos fletores solicitantes na base do pilar.

¹⁴ Este Exemplo toma como base um exemplo desenvolvido por Machado (1985).

Resolução

a) Dimensões do bloco em planta

Em função da capacidade da estaca (400 kN) e da força normal no pilar (620 kN), o bloco pode ter duas estacas apenas. Como o momento fletor M_y é maior que o momento M_x , as duas estacas serão posicionadas na direção do eixo y do pilar (lado maior), de tal forma a proporcionarem equilíbrio ao momento fletor M_y . O momento fletor M_x será equilibrado por uma viga transversal, para travamento do bloco na direção x do pilar (Figura 42).

Como espaçamento mínimo entre as estacas pode-se tomar:

$$e_{\min} \geq 2,5\phi_e \rightarrow \text{para estacas pré-moldadas}$$

$$e_{\min} \geq 3\phi_e \rightarrow \text{para estacas moldadas no local}$$

Portanto, tem-se: $2,5 \cdot 30 = 75$ cm para estacas pré-moldadas, e $3 \cdot 30 = 90$ cm para estacas moldadas no local. Para as estacas pré-moldadas do bloco será adotada $e = 80$ cm.

Para estimar o comprimento do bloco (ver item 6.5) é necessário escolher inicialmente um diâmetro para a armadura principal (A_s). Considerando o diâmetro de 16 mm, na Tabela 4 encontra-se o comprimento de ancoragem básico $\ell_b = 60$ cm, para concreto C25, aço CA-50, região de boa ancoragem e **sem gancho**, sendo o comprimento do bloco:

$$\ell_{b1,2} = e - \phi_e + 2(0,7\ell_b + c + \phi_e) = 80 - 30 + 2(0,7 \cdot 60 + 3 + 1,6) = 143,2 \text{ cm}$$

e para o comprimento do bloco foi adotado 150 cm.

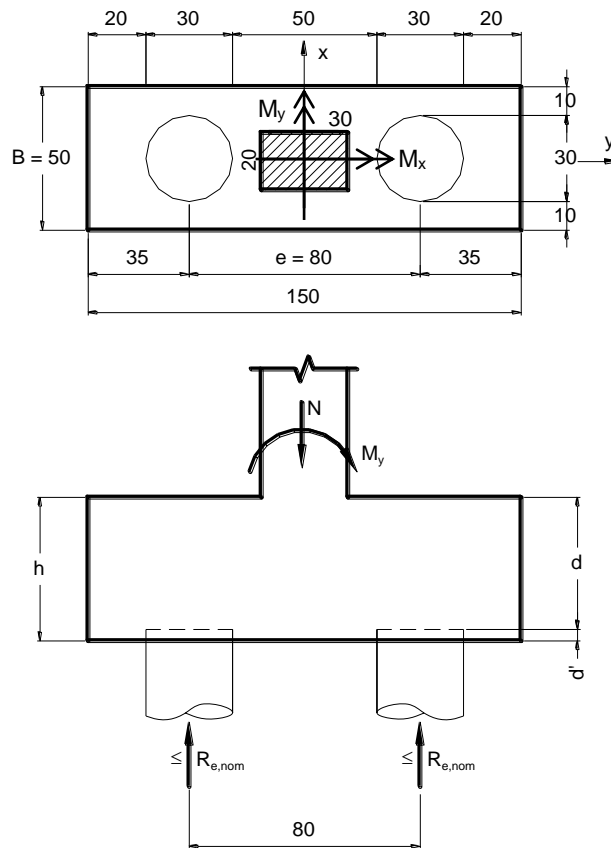


Figura 42 – Dimensões (cm) do bloco sobre duas estacas.

O momento fletor M_y faz o bloco girar no sentido horário, e provoca um aumento de carga na estaca do lado direito e diminui na estaca do lado esquerdo, conforme o desenho mostrado na Figura 42. Considerando $K_{maj} = 1,02$ para supor o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco e o braço de alavanca de 80 cm (distância e) do momento M_y , a carga na estaca do lado direito é:

$$R_{e,m\acute{a}x} = 1,02 \frac{N_k}{2} + \frac{M_y}{e} = 1,02 \frac{620}{2} + \frac{1.000}{80} = 328,7 \text{ kN} < R_{e,nom} = 400 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

A favor da segurança, no dimensionamento do bloco deve ser adotada esta carga maior entre as duas estacas, de modo que a nova força normal passa a ser:

$$N_k = 328,7 \cdot 2 = 657,4 \text{ kN}$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,4 \cdot 657,4 = 920,4 \text{ kN}$$

b) Altura do bloco

Para o valor da distância a_p deve ser tomada a dimensão do pilar na direção do eixo das duas estacas (ver a Figura 42):

$$\text{para } \alpha = 45^\circ \rightarrow d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) = 0,5 \left(80 - \frac{30}{2} \right) = 32,5 \text{ cm}$$

$$\text{para } \alpha = 55^\circ \rightarrow d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) = 0,71 \left(80 - \frac{30}{2} \right) = 46,2 \text{ cm}$$

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 30 = 5,3 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore d' = 5 \text{ cm}$$

Adotando $h = 50 \text{ cm}$, a altura útil d resulta (ver Figura 42):

$$d = h - d' = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 32,5 \text{ cm} < d = 45 \text{ cm} < d_{\max} = 46,2 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

Verificação da ancoragem da armadura longitudinal do pilar no bloco: considerando concreto C25, aço CA-50, $\phi_{e,pil} = 16 \text{ mm}$, boa aderência e **com gancho**,¹⁵ na Tabela 4 encontra-se o comprimento de ancoragem $\ell_b = 42 \text{ cm}$, e:

$$d = 45 \text{ cm} > \ell_{b,\phi,pil} = 42 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ok!}^{16}$$

c) Verificação das bielas

Tensão limite conforme Blévoit:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4 K_R f_{cd} = 1,4 \cdot 0,95 \frac{2,5}{1,4} = 2,38 \text{ kN/cm}^2 = 23,8 \text{ MPa}$$

¹⁵ As barras principais de pilares apoiam-se com gancho nas pontas no interior de blocos e sapatas.

¹⁶ No caso da altura útil d não atender à ancoragem da armadura do pilar, as possíveis soluções são: aumentar a altura do bloco; diminuir o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, o que pode ser feito diminuindo o diâmetro da armadura do pilar, ou aumentando a armadura ancorada do pilar no bloco; aumentar a seção transversal do pilar de modo a diminuir sua armadura; fazer um “colarinho”, que é um alargamento da seção do pilar sobre o bloco, de modo a aumentar a altura da ancoragem da armadura do pilar.

com $0,90 \leq K_R \leq 0,95$

Ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{45}{\frac{80}{2} - \frac{30}{4}} = 1,3846 \quad \rightarrow \quad \alpha = 54,16^\circ$$

Tensão atuante junto às **estacas**:

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{N_d}{2A_e \operatorname{sen}^2 \alpha} = \frac{920,4}{2 \left(\frac{\pi \cdot 30^2}{4} \right) \operatorname{sen}^2 54,16} = 0,99 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = 9,9 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim}} = 23,8 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

Tensão atuante junto ao **pilar**, considerando a seção 20 x 30 cm:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} = \frac{920,4}{(20 \cdot 30) \operatorname{sen}^2 54,16} = 2,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = 23,3 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim}} = 23,8 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}^{17}$$

d) *Armaduras*

Armadura principal:

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,15 \cdot 920,4}{8 \cdot 45 \cdot 43,5} (2 \cdot 80 - 30) = 8,79 \text{ cm}^2$$

$$7 \phi 12,5 \text{ mm } (8,75 \text{ cm}^2) \text{ ou } 5 \phi 16 \text{ mm } (10,00 \text{ cm}^2)$$

Armadura superior (negativa, na direção das duas estacas):

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2A_s = 0,2 \cdot 8,79 = 1,76 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4 \phi 8 \text{ mm } (2,00 \text{ cm}^2)$$

Armadura de pele (estribos horizontais) e **estribos verticais** por face, com $B = 50 \text{ cm}$ (largura do bloco, ver Figura 42):

$$\left(\frac{A_{\text{sp}}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = 0,075 \cdot B = 0,075 \cdot 50 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

e conforme a Tabela 1 anexa pode-se escolher $\phi 8 \text{ mm } c/13 \text{ cm } (3,85 \text{ cm}^2/\text{m})$. No caso dos estribos horizontais para armadura de pele tem-se a quantidade de estribos definida simplificada como a altura do bloco dividida pelo espaçamento: $50/13 = 3,8 \cong 4$ estribos. A quantidade de estribos verticais pode ser calculada como o comprimento do bloco dividido pelo espaçamento: $150/13 = 11,5 \cong 11$ estribos.

Outra forma de determinar a quantidade de estribos é transformar a área em cm^2/m para cm^2 , considerando a altura e o comprimento do bloco:

- estribos horizontais (**armadura de pele**), com $h = 50 \text{ cm}$

¹⁷ A rigor, a tensão na biela junto ao pilar pode ser calculada sem majorar a força N_d com o fator K_{maj} .

$$\left(\frac{A_{sp}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = 3,75 \frac{50}{100} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{face} \quad \rightarrow \quad 4 \phi 8 \text{ mm } (2,00 \text{ cm}^2)$$

- **estribos verticais**, com $\ell_{b1,2} = 150 \text{ cm}$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = 3,75 \frac{150}{100} = 5,63 \text{ cm}^2/\text{face} \quad \rightarrow \quad 11 \phi 8 \text{ mm } (5,50 \text{ cm}^2)$$

e) *Detalhamento (Figura 43)*

Resumo das armaduras: $A_{s,\text{princ}} = 5 \phi 16 \text{ mm}$; $A_{s,\text{sup}} = 4 \phi 8$; $A_{sp} = 4 \phi 8$; $A_{sw} = 11 \phi 8$.

Para a ancoragem da **armadura principal**, comporta por $5 \phi 16 \text{ mm}$ ($A_{s,\text{ef}} = 10,00 \text{ cm}^2$), o comprimento de ancoragem básico pode ser determinado na Tabela 4 anexa. Na coluna **sem gancho**, considerando concreto C25, aço CA-50, diâmetro da barra de 16 mm e região de boa aderência, encontra-se o comprimento de ancoragem básico (ℓ_b) de 60 cm. Com $\alpha = 0,7$ para considerar o gancho que será feito nas extremidades das barras, o comprimento de ancoragem necessário é:

$$\ell_{b,\text{nec}} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} = 0,7 \cdot 60 \frac{8,79}{10,00} = 36,9 \text{ cm}$$

Com cobrimento da armadura de 3 cm e distância de 50 cm da face interna da estaca à extremidade do bloco (ver Figura 42), o comprimento de ancoragem efetivo ou útil é: $\ell_{b,\text{ef}} = 50 - c - \phi_\ell = 50 - 3 - 0,8 = 46,2 \text{ cm}$,¹⁸ o que permite a ancoragem, pois $\ell_{b,\text{nec}} = 36,9 \text{ cm} < \ell_{b,\text{ef}} = 46,2 \text{ cm}$. Caso o $\ell_{b,\text{ef}}$ não seja suficiente, a solução mais simples é aumentar a distância entre a face externa da estaca e a superfície de topo do bloco.

O comprimento do gancho vertical da **armadura principal** deve ser no mínimo $8\phi = 8 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ cm}$. A fim de reforçar as faces de topo do bloco, esse gancho pode ser estendido até a superfície superior do bloco (ver o comprimento de 41 cm na barra N3).

A **armadura superior** é composta pelas duas barras retas N1 com um estribo N2, que resultam $4 \phi 8 \text{ mm}$. Os estribos N2 ficam dentro dos estribos N4, e os ganchos das barras N3 ficam internos aos estribos N2, e para que assim ocorra os comprimentos das barras e ramos dos estribos devem ser corretamente definidos.

¹⁸ O comprimento efetivo para a ancoragem é a distância da face interna da estaca à superfície de topo do bloco.

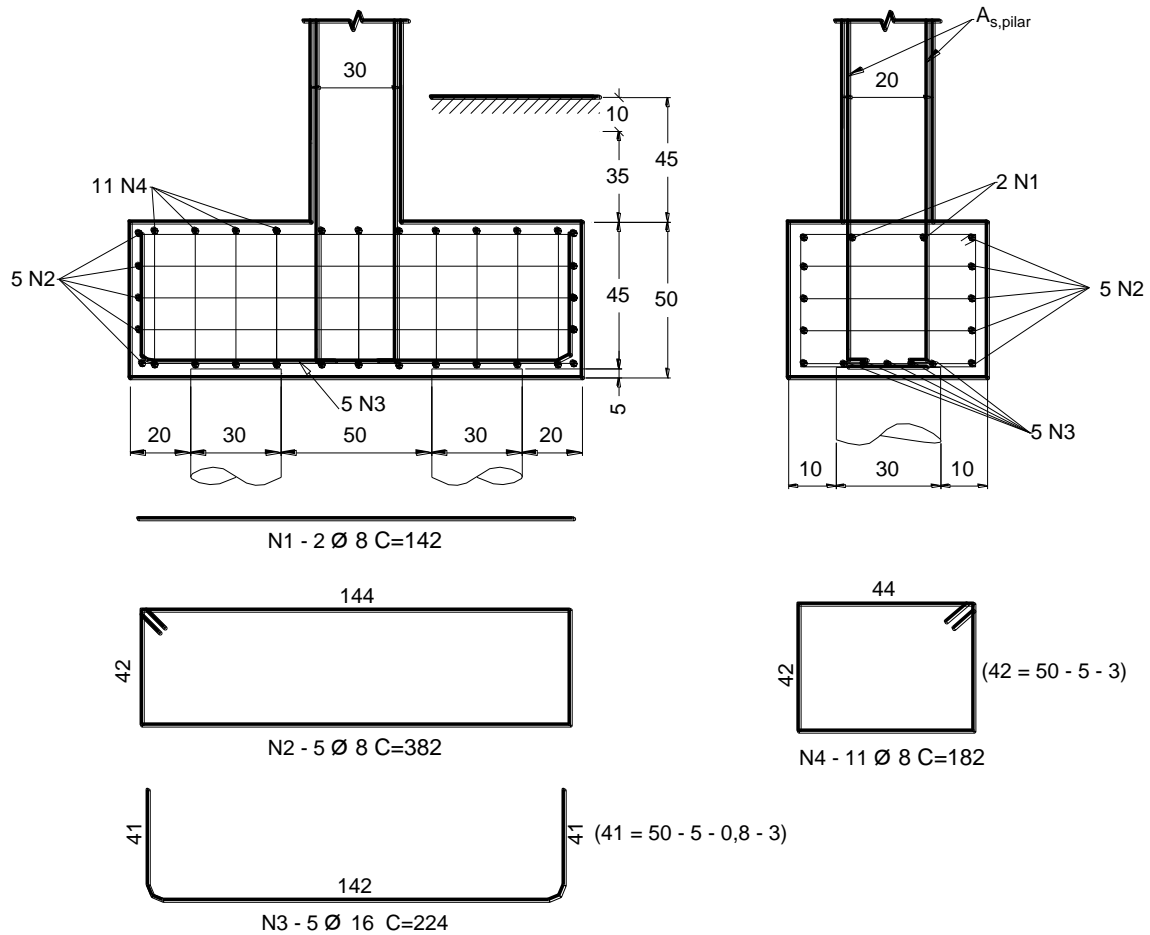


Figura 43 – Detalhamento final das armaduras no bloco sobre duas estacas.

14.2 Exemplo 2 - Bloco Sobre Três Fustes de Tubulão

Para um bloco assentado sobre três fustes de tubulão e com as dimensões mostradas na Figura 44, dimensionar e detalhar as armaduras, sendo conhecidos:

- diâmetro do fuste: $\phi_f = 70$ cm;
- seção transversal do pilar: 65 x 65 cm;
- diâmetro da armadura vertical do pilar: $\phi_{e,pil} = 25$ mm;
- carga vertical do pilar $N_k = 5.000$ kN;
- coeficientes de ponderação: $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$;
- concreto C25; aço CA-50 ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 50/1,15 = 43,5$ kN/cm²);
- cobrimento nominal: $c = 4,0$ cm.

Para efeito de demonstração e comparação, o bloco será dimensionado segundo o “Método das Bielas” e do CEB-70.

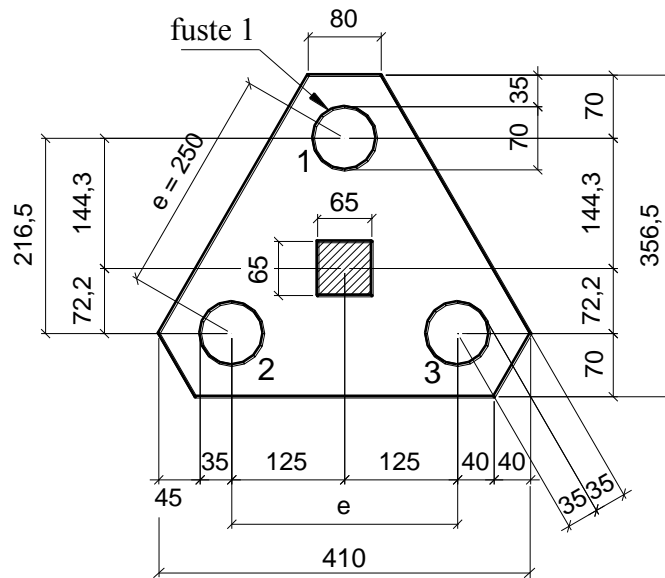


Figura 44 – Dimensões (cm) do bloco sobre três fustes de tubulão.

As dimensões do bloco em planta da Figura 44 foram definidas de acordo com as sugestões de Campos (2015), mostradas na Figura 17 e representadas na Figura 45.

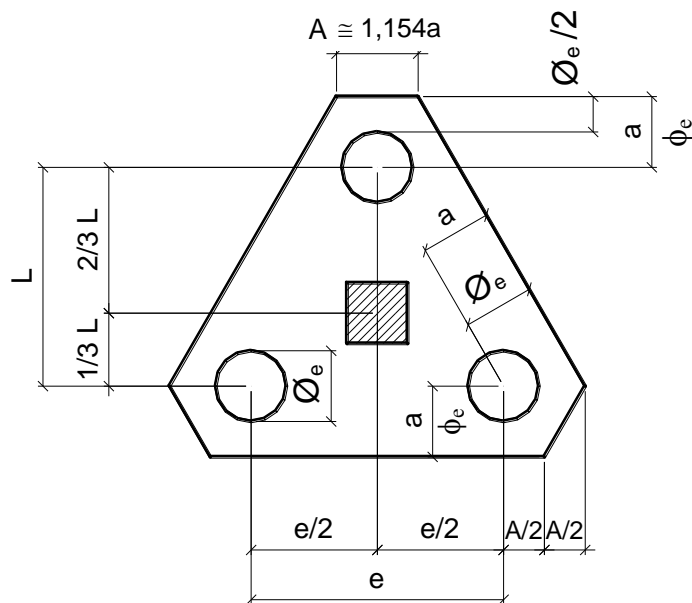


Figura 45 – Dimensões indicadas para o bloco sobre três estacas.

Resolução

a) Resolução segundo o Método das Bielas

a1) Determinação da altura

Com α assumindo valores de 45° e 55° resulta: $0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$

$$d_{\min} = 0,58 \left(250 - \frac{65}{2} \right) = 126,2 \text{ cm} \quad ; \quad d_{\max} = 0,825 \left(250 - \frac{65}{2} \right) = 179,4 \text{ cm}$$

$$\text{com: } d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{\text{est}} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_f = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 70 = 12,4 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore d' = 12 \text{ cm}$$

Adotando a altura do bloco como $h = 160 \text{ cm}$, a altura útil d resulta (ver Figura 11):

$$h = d + d' \quad \rightarrow \quad d = 160 - 12 = 148 \text{ cm}$$

Verifica-se que a altura útil atende aos valores mínimo e máximo e o bloco é classificado como rígido:

$$d_{\text{mín}} = 126,2 \text{ cm} < d = 148 \text{ cm} < d_{\text{máx}} = 179,4 \text{ cm}$$

Além disso, deve-se verificar se a altura do bloco é suficiente para garantir a ancoragem da armadura longitudinal vertical do pilar. Considerando ϕ_{pil} de 25 mm, concreto C25, ancoragem **com gancho** e região de boa aderência, na Tabela 4 resulta o comprimento de ancoragem $\ell_b = 66 \text{ cm}$, e:

$$d = 148 \text{ cm} > \ell_{b,\phi,\text{pil}} = 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{ok!}$$

Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} = \frac{148}{250 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 65} = 1,1855 \quad \rightarrow \quad \alpha = 49,9^\circ$$

como era de se esperar resultou um valor entre 45° e 55° , dado que d foi adotado entre $d_{\text{mín}}$ e $d_{\text{máx}}$.

a2) Verificação das bielas de concreto

Tensão limite no fuste¹⁹ (ou estaca, quando for o caso) e no pilar:

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 1,75 K_R f_{\text{cd}} = 1,75 \cdot 0,95 \frac{2,5}{1,4} = 2,97 \text{ kN/cm}^2 = 29,7 \text{ MPa}$$

A tensão atuante junto ao **pilar** é:²⁰

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 5000}{(65 \cdot 65) \text{sen}^2 49,9} = 2,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = 28,3 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 29,7 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{ok!}$$

Para cálculo da tensão atuante junto ao fuste e cálculo das armaduras será adotado o fator majorador $K_{\text{maj}} = 1,05$, a fim de considerar o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco. Com $\gamma_f = 1,4$, a força normal de cálculo é:

$$N_d = \gamma_f K_{\text{maj}} N_k = 1,4 \cdot 1,05 \cdot 5000 = 7.350 \text{ kN}$$

A tensão atuante junto ao **fuste** é:

¹⁹ Embora o bloco deste exemplo apoie-se sobre fustes, foi mantida a notação de bloco sobre estacas.

²⁰ A tensão na biela na base do pilar foi calculada sem majoração da força N_d para levar em conta o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} = \frac{7.350}{3 \left(\frac{\pi \cdot 70^2}{4} \right) \sin^2 49,9} = 1,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,b,est} = 10,9 \text{ MPa} \leq \sigma_{cd,b,lim,est} = 29,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

a3) Cálculo das Armaduras

Será feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre os fustes, com a adição de uma armadura inferior em malha. A **armadura paralela ao lado** é:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) = \frac{\sqrt{3} \cdot 7350}{27 \cdot 148 \cdot 43,5} (250 \sqrt{3} - 0,9 \cdot 65) = 27,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,lado} = 27,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \phi 20 \text{ mm } (28,35 \text{ cm}^2)$$

são as barras **N2** no desenho da Figura 49, paralelas aos lados do bloco e sobre os fustes.

$$\text{Armadura da malha inferior: } A_{s,malha} = 0,2A_{s,lado} = 0,2 \cdot 27,43 = 5,49 \text{ cm}^2$$

são as barras **N4** ($12 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 6,00 \text{ cm}^2$), nas direções x e y.

Para bloco sobre três fustes (ou estacas), a **armadura de suspensão total** é:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{4,5f_{yd}} = \frac{7.350}{4,5 \cdot 43,5} = 37,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{A armadura de suspensão por face do bloco é: } A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} = \frac{37,55}{3} = 12,52 \text{ cm}^2$$

Como os ganchos verticais das barras da **malha inferior** podem também compor a **armadura de suspensão**, então:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \rightarrow A_{s,malha} = 5,49 \text{ cm}^2 \geq A_{s,susp,face} = 12,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{não ok!}$$

portanto, neste caso $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 12,52 \text{ cm}^2$, o que significa um grande acréscimo na armadura da **malha inferior**, e por isso uma solução mais econômica está apresentada logo abaixo.

$$\text{Armadura superior negativa, em malha: } A_{s,sup,tot} = 0,2A_{s,total}, \text{ com } A_{s,total} = 3A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 (3 \cdot 27,43) = 16,46 \text{ cm}^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = 16,46/2 = 8,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \phi 8 \text{ mm } (8,50 \text{ cm}^2), \text{ são as barras } \mathbf{N3} \text{ na Figura 49.}$$

Uma alternativa mais econômica àquela anterior para a **armadura de suspensão** é fazer todas as barras da **malha inferior** ($6,00 \text{ cm}^2$) e da **malha superior** ($8,50 \text{ cm}^2$) com ganchos longos verticais, de modo a ambas atuarem como armadura de suspensão. A área total resulta $6,00 + 8,50 = 14,50 \text{ cm}^2$, a qual atende a área necessária ($A_{s,susp,face} = 12,52 \text{ cm}^2$) por face do bloco (ver Figura 49).

O espaçamento das barras da armadura da **malha superior** pode ser determinado considerando o cobrimento de 4 cm e as medidas de 410,0 e 356,5 cm para as dimensões do bloco nas direções horizontal e vertical do desenho (ver Figura 44). Para as barras horizontais no desenho

resulta $[356,5 - (2 \cdot 4)]/(17 - 1) = 21,8$ cm, portanto, $17 \phi 8$ c/22 cm ($8,50 \text{ cm}^2$).²¹ Na outra direção (barras verticais no desenho), pode-se ajustar as 17 barras no espaço existente, iniciando a primeira barra em torno de 25 cm de cada quina do bloco, como mostrado no detalhamento das armaduras (ver Figura 49), mantendo o espaçamento de 22 cm para a confecção de uma malha quadrada. O espaçamento resulta $[410,0 - 2(25 + 4)]/(17 - 1) = 22,0$ cm, que deve ser tomado como referência na execução da armadura.

No caso da **malha inferior**, o espaçamento das barras pode ser determinado de modo semelhante. Para as barras horizontais no desenho resulta $[356,5 - (2 \cdot 4)]/(12 - 1) = 31,7$ cm, portanto, $12 \phi 8$ c/32 cm ($6,00 \text{ cm}^2$). Na outra direção (barras verticais no desenho), pode-se ajustar as 12 barras no espaço existente, iniciando a primeira barra em torno de 25 cm de cada quina do bloco, como mostrado no detalhamento das armaduras (ver Figura 49), mantendo o espaçamento de 22 cm para a confecção de uma malha quadrada. O espaçamento resulta $[410,0 - 2(25 + 4)]/(12 - 1) = 32,0$ cm. Portanto, uma **malha inferior** quadrada de $12 \phi 8$ c/32 cm.²²

$$\text{Armadura de pele por face: } A_{\text{sp,face}} = \frac{1}{8} A_{\text{s,total}} = \frac{1}{8} (3 \cdot 27,43) = 10,29 \text{ cm}^2$$

$13 \phi 10 \text{ mm} \rightarrow 10,40 \text{ cm}^2$ por face, que podem ficar distribuídas ao longo de aproximadamente 140 cm da altura do bloco, o que resulta no espaçamento $130/13 = 10$ cm – são as barras **N1**. Esse espaçamento deve atender:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{148}{3} = 49,3 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore s \leq 20 \text{ cm e } s \geq 8 \text{ cm, e como } s = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

b) Resolução segundo o método do CEB-70

Os cálculos serão feitos conforme apresentado no item 12.

b1) Verificação para aplicação do método

A altura do bloco deve ser menor ou igual a duas vezes a distância da face do pilar ao eixo do fuste mais afastado (c), e maior que $2/3$ de c.

$$\frac{2}{3}c \leq h \leq 2c$$

Com base nas medidas apresentadas na Figura 44, a distância **c** é:

$$c = 144,3 - 65/2 = 111,8 \text{ cm}, \text{ como indicado na Figura 46.}$$

$$\text{Verificação: } \frac{2}{3}111,8 \leq h \leq 2 \cdot 111,8 \rightarrow 74,5 \text{ cm} < h = 160 \text{ cm} < 223,6 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

²¹ O espaçamento de 22 cm entre as 17 barras é indicativa, serve como referência. Na execução da armadura pequenos ajustes podem ser necessários, de modo a distanciar igualmente as 17 barras no espaço existente.

²² O espaçamento calculado de 32 cm atende ao espaçamento máximo permitido entre barras pela NBR 6118, de 33 cm. No entanto, na prática é comum limitar-se o espaçamento em 20 ou 25 cm conforme o caso.

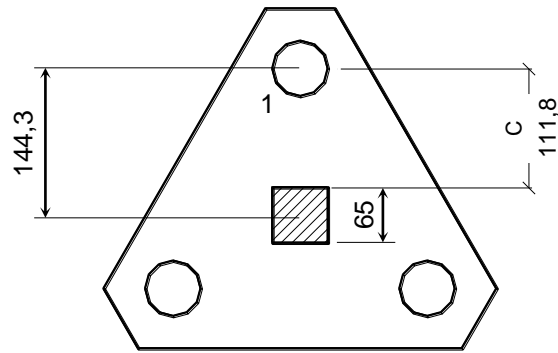


Figura 46 – Distância da face do pilar ao centro do fuste 1.

b2) Momento fletor e cálculo da armadura principal (paralela ao lado)

Como apresentado no item 12.6, a armadura é calculada para o momento fletor que ocorre na seção de referência S_1 (indicada na Figura 47), relativo a um dos três fustes. A armadura calculada é adotada para os outros dois fustes. A distância c_1 (ver Figura 46 e Figura 47) é o braço de alavanca relativo à seção S_1 :

$$c_1 = c + 0,15a_p = 111,8 + 0,15 \cdot 65 = 121,6 \text{ cm}$$

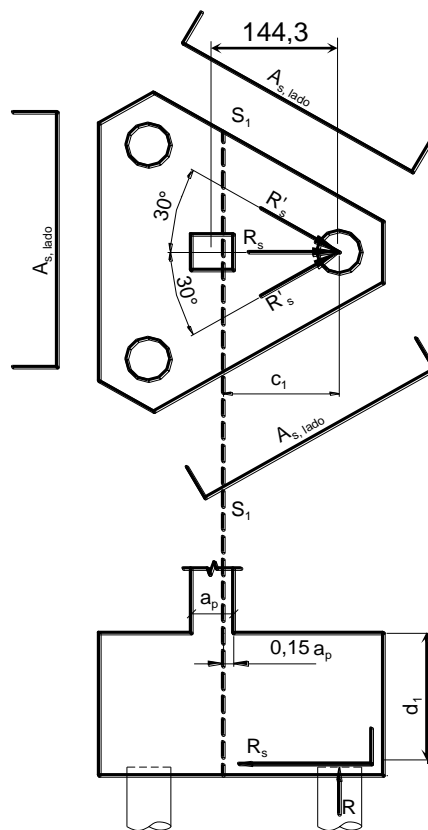


Figura 47 – Seção de referência S_1 relativa ao fuste 1.

Considerando a força N_k majorada pelo mesmo $K_{maj} = 1,05$ já adotado, a carga em cada um dos três fustes (R_f) é:

$$N_k = 1,05 \cdot 5000 = 5.250 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad R_f = \frac{N_k}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750,0 \text{ kN}$$

Momento fletor na seção de referência S_1 : $M_1 = R_f \cdot c_1 = 1750,0 \cdot 121,6 = 212.800 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

$$\text{Força de tração } R_s \text{ provocada por } M_1 : R_s = \frac{M_1}{z} = \frac{M_1}{0,8d_1} = \frac{212800}{0,8 \cdot 148} = 1.797,3 \text{ kN}$$

com $d_1 =$ altura útil em S_1 ($d_1 = d = 148 \text{ cm}$).

Força R'_s paralela ao lado:

$$R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3} = 1.797,3 \frac{\sqrt{3}}{3} = 1.037,7 \text{ kN}$$

Força de cálculo com $\gamma_f = 1,4$: $R'_{sd} = 1,4 \cdot 1.037,7 = 1.452,7 \text{ kN}$

Armadura paralela ao lado:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{1.452,7}{43,5} = 33,40 \text{ cm}^2$$

Observa-se que, neste exemplo, a armadura principal de $33,40 \text{ cm}^2$ ($A_{s,\text{lado}}$ na direção dos eixos dos três fustes) resultou 22 % maior que aquela determinada segundo o **Método das Bielas**, de $27,43 \text{ cm}^2$. As demais armaduras complementares são as mesmas já determinadas segundo o Método das Bielas.

b3) Verificação da força cortante

A verificação à força cortante é feita nas seções de referência S_2 , como indicado na Figura 37, perpendiculares à seção de apoio do bloco e posicionadas externamente ao pilar, distantes $d_1/2$ da face do pilar, na direção considerada. No caso de bloco sobre três fustes, dispostos segundo os vértices de um triângulo equilátero, é suficiente fazer a verificação da força cortante devida a um dos três fustes. No caso deste exemplo, será considerado o fuste 1.

Como mostrado na Figura 48, a seção S_2 a ser verificada é distante $d_1/2$ da face interna do fuste, tendo largura b_2 , que é d_1 acrescida do diâmetro do fuste. A altura útil de S_2 é d_2 , sendo que no bloco de altura constante, tem-se $d_1 = d_2 = d$.

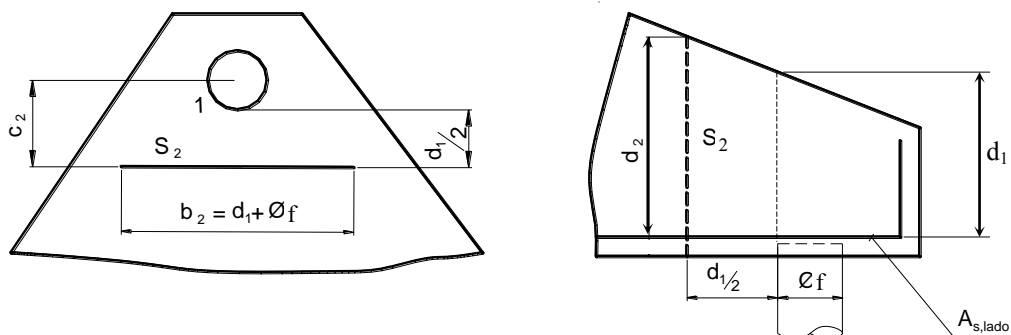


Figura 48 – Seção de referência S_2 .

Com $d_1 = d_2 = d = 148 \text{ cm}$, a reação de cálculo do fuste 1 é:

$$R_{f,d} = \frac{N_d}{3} = \frac{1,4 \cdot 1,05 \cdot 5000}{3} = 2.450,0 \text{ kN}$$

A reação limite ou máxima é dada por:

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{\gamma_c} b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}}$$

$$c_2 = \frac{d_1}{2} + \frac{\phi_f}{2} = \frac{148}{2} + \frac{70}{2} = 109,0 \text{ cm}$$

$$d_2 \leq 1,5c_2 \quad \rightarrow \quad d_2 = 148 \text{ cm} < 1,5 \cdot 109,0 < 163,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ ok!}$$

$$b_2 = d_1 + \phi_f = 148 + 70 = 218 \text{ cm}$$

E a reação limite é:

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{1,4} 218 \cdot 148 \sqrt{2,5} = 4.372,6 \text{ kN}$$

Deve-se ter: $R_{f,d} \leq R_{d,lim}$, onde a reação de cálculo do fuste é:

$$R_{f,d} = 2.450,0 \text{ kN} \leq R_{d,lim} = 4.372,6 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ ok!}$$

c) Detalhamento

Resumo da armadura: $A_{s,lado} = 9 \phi 20$ (barras N2); $A_{s,malha,inf} = 12 \phi 8$ (barras N4);
 $A_{s,sup,x-y} = 17 \phi 8$ (barras N3); $A_{sp,face} = 13 \phi 10$ (barras N1)

O detalhamento está mostrado com as armaduras calculadas conforme o **Método das Bielas** (Figura 49). O comprimento de ancoragem (Tabela 4 anexa), para diâmetro de 20 mm da armadura principal, **sem** gancho, C25, aço CA-50 e região de boa aderência, é $\ell_b = 75 \text{ cm}$. Com $\alpha = 0,7$ para considerar o gancho e as armaduras determinadas ($A_{s,lado} = 27,43 \text{ cm}^2$ e $A_{s,ef} = 28,35 \text{ cm}^2$), o comprimento de ancoragem necessário é:

$$\ell_{b,nec} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 \cdot 75 \frac{27,43}{28,35} = 50,8 \text{ cm}$$

Com cobrimento da armadura de 4 cm e considerando a distância de 35 cm entre a face externa do fuste e a superfície vertical do bloco (ver Figura 44), o comprimento de ancoragem efetivo, a partir da face interna do fuste, é: $\ell_{b,ef} = 70 + 35 - 4 - 1 = 100,0 \text{ cm}$, o que permite a ancoragem com folga, pois $\ell_{b,nec} = 50,8 \text{ cm} < \ell_{b,ef} = 100,0 \text{ cm}$.²³

²³ Como o comprimento de ancoragem reto, sem gancho, de 75 cm (ℓ_b) é menor que o comprimento de ancoragem efetivo (100 cm), em princípio não há a necessidade de gancho. Porém, o gancho aumenta a segurança da ancoragem da armadura principal, sendo importante ser feito, especialmente em blocos sob altas cargas verticais. A norma indica fazer o gancho, que pode ser estendido até a superfície superior do bloco.

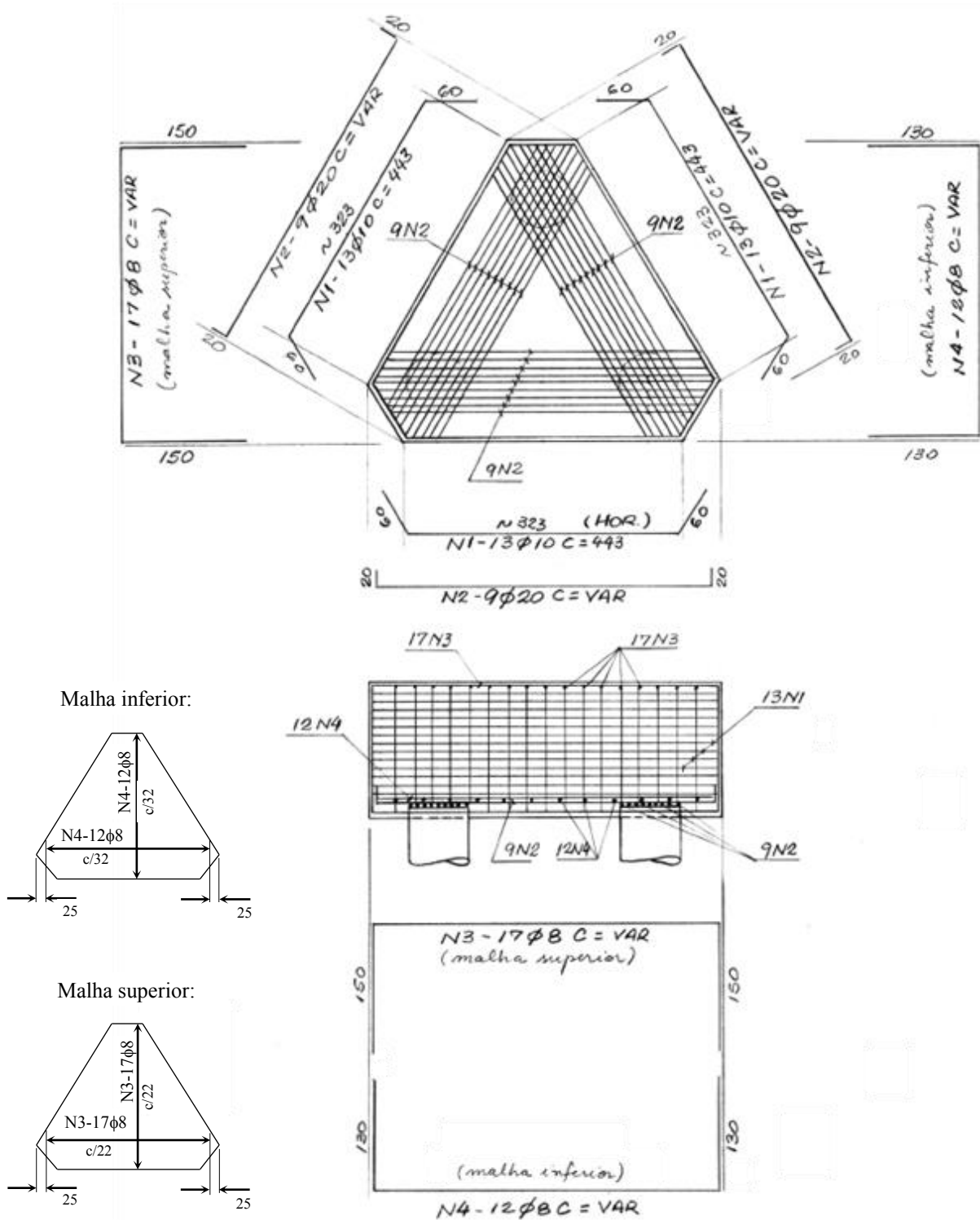


Figura 49 – Detalhamento das armaduras do bloco sobre três fustes de tubulão.

14.3 Exemplo 3 - Bloco Sobre Quatro Estacas (Exemplo de Machado, 1985)

Dimensionar e detalhar as armaduras de um bloco sobre quatro estacas, supondo estacas pré-moldadas de Concreto Armado. Dados conhecidos:

capacidade nominal da estaca: 400 kN (40 tf), diâmetro da estaca: $\phi_e = 30$ cm;

seção transversal do pilar: 20 x 75 cm;

diâmetro da armadura vertical do pilar: $\phi_{e,pil} = 16$ mm;

carga vertical $N_k = 1.303$ kN;

momentos fletores nulos: $M_x = M_y = 0$;
 concreto C20; aço CA-50 ($f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$)
 cobrimento nominal: $c = 3 \text{ cm}$;
 coeficientes de ponderação: $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$.

Resolução

a) Dimensões do bloco em planta (Figura 50)

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $e_{\min} \geq 2,5\phi_e$ para estacas do tipo pré-moldadas:

$$e_{\min} \geq 2,5 \cdot 30 \geq 75 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{adotado } e = 80 \text{ cm}$$

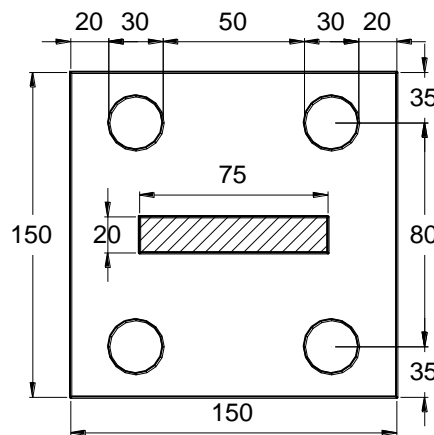


Figura 50 – Dimensões do bloco sobre quatro estacas.

b) Simplificação para pilar retangular

Lado do pilar quadrado de mesma área do pilar retangular:²⁴

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p} = \sqrt{20 \cdot 75} = 38,73 \text{ cm}$$

c) Determinação da altura

$$\text{para } \alpha = 45^\circ \quad \rightarrow \quad d_{\min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) = 0,71 \left(80 - \frac{38,73}{2} \right) = 43,1 \text{ cm}$$

$$\text{para } \alpha = 55^\circ \quad \rightarrow \quad d_{\max} = e - \frac{a_p}{2} = 80 - \frac{38,73}{2} = 60,6 \text{ cm}$$

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 30 = 5,3 \text{ cm} \end{cases}, \text{ adotado } d' = 6 \text{ cm.}$$

Adotando a altura (h) do bloco como 60 cm tem-se a altura útil **d**:

$$d = h - d' = 60 - 6 \quad \rightarrow \quad d = 54 \text{ cm}$$

Verifica-se que a altura útil atende aos valores mínimo e máximo:

²⁴ Para aplicação do Método das Bielas (de Blévoit), o pilar deve ser quadrado.

$$d_{\min} = 43,1 \text{ cm} < d = 54 \text{ cm} < d_{\max} = 60,6 \text{ cm}$$

Além disso, deve-se verificar se a altura útil é suficiente para garantir a ancoragem da armadura longitudinal vertical do pilar. Considerando os dados conhecidos de ϕ 16 mm, C20, ancoragem **com gancho**²⁵ e região de boa aderência, resulta o comprimento de ancoragem $\ell_b = 49$ cm, e:

$$d = 54 \text{ cm} > \ell_{b,\phi,\text{pil}} = 49 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{54}{80 \frac{\sqrt{2}}{2} - 38,73 \frac{\sqrt{2}}{4}} = 1,259 \quad \rightarrow \quad \alpha = 51,55^\circ$$

como era de se esperar resultou um valor entre 45 e 55°, dado que **d** foi adotado entre d_{\min} e d_{\max} .

d) Verificação das bielas de concreto

Tensão limite:

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 2,1 K_R f_{\text{cd}} = 2,1 \cdot 0,95 \frac{2,0}{1,4} = 2,85 \text{ kN/cm}^2 = 28,5 \text{ MPa}$$

Tensão atuante junto ao **pilar**:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 1303}{(38,73 \cdot 38,73) \text{sen}^2 51,55} = 1,98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = 19,8 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 28,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

A soma do peso próprio do bloco ($\gamma_{\text{concr}} = 25 \text{ kN/m}^3$) com 30 cm de solo sobre o bloco ($\gamma_{\text{solo}} = 18 \text{ kN/m}^3$), é:

$$g_{\text{pp}} = 25 (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,6) + 18 (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3) = 45,9 \text{ kN}$$

A força normal de cálculo resulta: $N_d = 1,4 (1.303 + 45,9) = 1.888,5 \text{ kN}$. A tensão atuante junto à **estaca** é:

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{N_d}{4A_e \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 (1.303 + 45,9)}{4 \left(\frac{\pi \cdot 30^2}{4} \right) \text{sen}^2 51,55} = 1,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = 10,9 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = 28,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

e) Cálculo das Armaduras

Será feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre as estacas, acrescidas de armadura em malha, por ser um dos arranjos de armadura mais eficientes. O detalhamento das armaduras está mostrado na Figura 51.

Armadura principal, com $a_{p,\text{eq}} = 38,73 \text{ cm}$:

²⁵ As barras principais de pilares apoiam-se com gancho nas pontas no interior de blocos e sapatas.

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1.888,5}{16 \cdot 54 \cdot 43,5} (2 \cdot 80 - 38,73) = 6,10 \text{ cm}^2$$

$A_{s,\text{lado}} = 6,10 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 16 mm \rightarrow 6,00 cm^2 ou 5 ϕ 12,5 mm \rightarrow 6,25 cm^2 – barras N4) com as barras de $A_{s,\text{lado}}$ posicionadas sobre as estacas.²⁶

Armadura em malha (inferior): $A_{s,\text{malha}} = 0,25A_{s,\text{lado}} = 0,25 \cdot 6,10 = 1,53 \text{ cm}^2$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}}$

Armadura de suspensão total: $A_{s,\text{susp,tot}} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{1.888,5}{6 \cdot 43,5} = 7,24 \text{ cm}^2$

Armadura de suspensão por face: $A_{s,\text{susp,face}} = \frac{7,24}{4} = 1,81 \text{ cm}^2/\text{face}$

Portanto, como $A_{s,\text{malha}} = 1,53 \text{ cm}^2$ é inferior a $A_{s,\text{susp,face}}$, faz-se $A_{s,\text{malha}} = A_{s,\text{susp,face}} = 1,81 \text{ cm}^2$ (barras N3 inferiores em cada direção, 6 ϕ 6,3 mm: 1,86 cm^2)

Armadura superior negativa, em malha: $A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2A_{s,\text{total}}$, com $A_{s,\text{total}} = 4A_{s,\text{lado}}$

$$A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2 (4 \cdot 6,10) = 4,88 \text{ cm}^2$$

Para cada direção da malha tem-se $4,88/2 = 2,44 \text{ cm}^2$ (8 ϕ 6,3 mm \rightarrow 2,48 cm^2 , barras N2). Considerando as dimensões do bloco em planta de 150 cm nas duas direções, o cobrimento de 3 cm e que a primeira barra seja colocada em torno de 15 cm da extremidade, o espaçamento entre as barras resulta $[150 - 2(15 + 3)]/(8 - 1) = 16,3 \text{ cm}$, portanto, pode-se dispor 8 ϕ 6,3 c/16 cm, nas duas direções, formando uma malha quadrada.

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,\text{face}} = \frac{1}{8} A_{s,\text{tot}} = \frac{1}{8} (4 \cdot 6,04) = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 8 \text{ mm } (3,00 \text{ cm}^2) \text{ por face (barras N1)}$$

$s \cong 11 \text{ cm}$ (o espaçamento deve estar preferencialmente entre 8 e 20 cm).

f) *Detalhamento* (Figura 51)

Resumo da armadura: $A_{s,\text{lado}} = 3 \phi 16$ (barras N4); $A_{s,\text{malha,inf}} = 6 \phi 6,3$ (barras N3);

$A_{s,\text{sup,x-y}} = 8 \phi 6,3$ (barras N2); $A_{sp,\text{face}} = 6 \phi 8$ (barras N1)

O comprimento de ancoragem (Tabela 4 anexa), para diâmetro de 16 mm da armadura principal, **sem** gancho, C20, aço CA-50 e região de boa aderência, é $\ell_b = 70 \text{ cm}$. Com $\alpha = 0,7$ para considerar o gancho, e as armaduras determinadas ($A_{s,\text{lado}} = 6,10 \text{ cm}^2$ e $A_{s,\text{ef}} = 6,00 \text{ cm}^2$), o comprimento de ancoragem necessário é:

$$\ell_{b,\text{nec}} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} = 0,7 \cdot 70 \frac{6,10}{6,00} = 49,8 \text{ cm}$$

²⁶ As barras de $A_{s,\text{lado}}$ devem ficar posicionadas em uma faixa sobre a estaca com dimensão $1,2\phi_c$.

Com cobrimento da armadura de 3 cm, e considerando a distância de 20 cm entre a face externa da estaca e a superfície vertical do bloco (Figura 50), o comprimento de ancoragem efetivo ou útil é: $l_{b,ef} = 30 + 20 - 3 - 0,8 = 46,2$ cm, o que não permite a ancoragem por uma pequena diferença, pois $l_{b,nec} = 49,3$ cm $>$ $l_{b,ef} = 46,2$ cm. Como uma solução simples, pode-se aumentar a distância de 20 cm para 22 cm.

Como uma segunda solução, mantendo-se a distância de 20 cm, pode-se verificar se a ancoragem é atendida com alteração da armadura principal para 5 ϕ 12,5 ($6,25$ cm²), com agora $l_b = 55$ cm para a barra 12,5 mm:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 \cdot 55 \frac{6,10}{6,25} = 37,6 \text{ cm}$$

o que permite a ancoragem, pois $l_{b,nec} = 37,6$ cm $<$ $l_{b,ef} = 47,0$ cm.

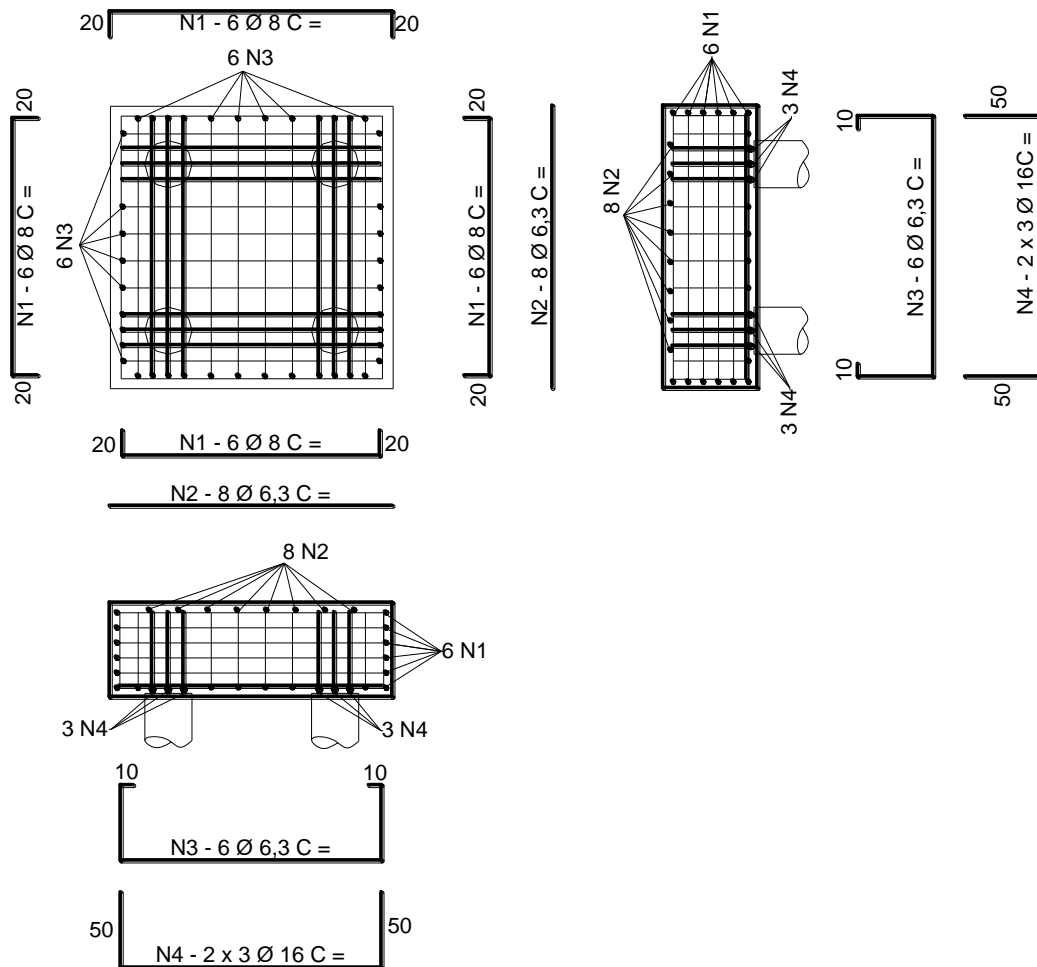


Figura 51 – Detalhamento final das armaduras no bloco.

15. EXERCÍCIOS PROPOSTOS

Para os exercícios propostos, dimensionar os blocos e fazer o cálculo e o detalhamento das armaduras. Adotar valores caso não fornecidos.

1) Bloco sobre dois tubulões, considerando: concreto C25 ; pilar com seção 40/90 ; $N_k = 5.600$ kN ; $\phi_F = 80$ cm ; $\phi_{\text{pilar}} = 20$ mm.

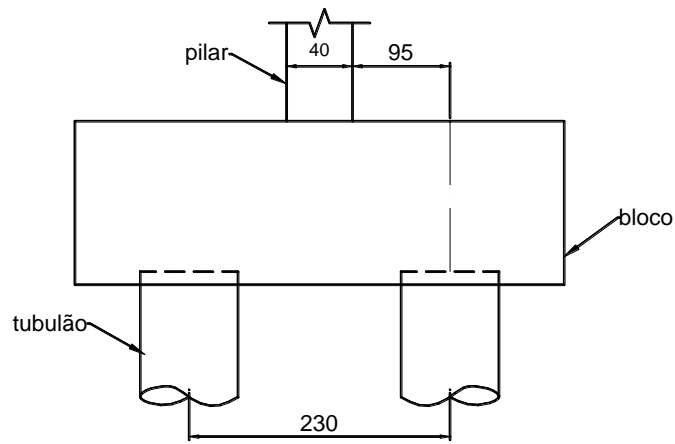


Figura 52 – Dimensões e distâncias (cm) a serem consideradas.

2) Fazer o dimensionamento de um bloco para o pilar da questão anterior considerando o bloco sobre três fustes de tubulão. Resolver pelo Método das Bielas e do CEB-70.

3) Bloco de transição sobre um tubulão. Dados: $\phi_f = 70$ cm, $N_k = 450$ kN ; pilar de seção 20/40 ; $\phi_{e,pil} = 12,5$ mm.

4) Bloco sobre seis estacas, moldadas “in loco”, com carga nominal da estaca de 300 kN. Dados: $N_k = 1.300$ kN ; $M = 100$ kN.m ; C30 ; $\phi_e = 32$ cm ; seção do pilar: 30/50 cm ; armadura do pilar: 18 ϕ 12,5 mm ; $e = 95$ cm (verificar).

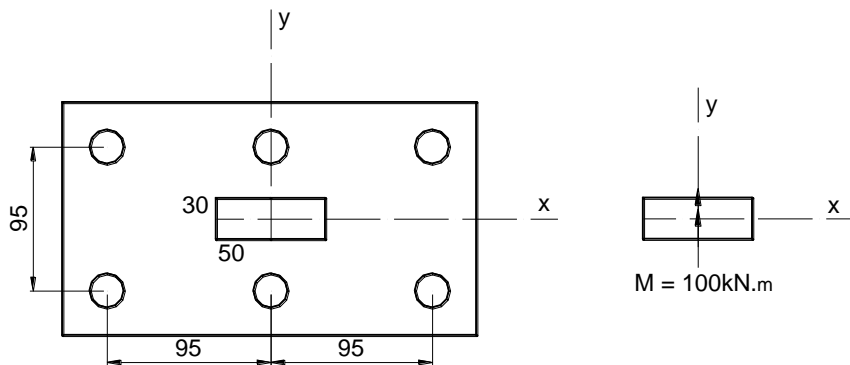


Figura 53 – Distâncias entre as estacas (cm).

5) Bloco quadrado (em planta) sobre quatro estacas. Pilar 25/40 ; $N_k = 875$ kN ; $A_{s,pil} = 10 \phi$ 12,5 mm ; $\phi_e = 32$ cm, moldada no local ; $R_{nom,est} = 250$ kN ; C25 ; $c = 4,5$ cm.

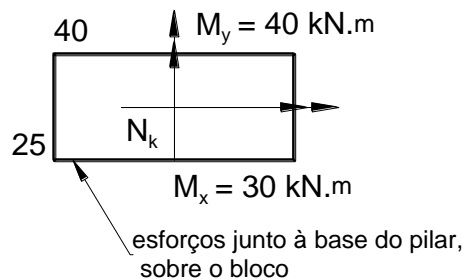


Figura 54 – Momentos fletores atuantes no pilar.

16. FUNDAÇÃO EM TUBULÃO

NBR 6122 (3.49):²⁷ **Tubulão**: “elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, faz-se necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.” (Figura 55).

NBR 6122 (3.27): “**Fundação Profunda**”²⁸ “elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.”

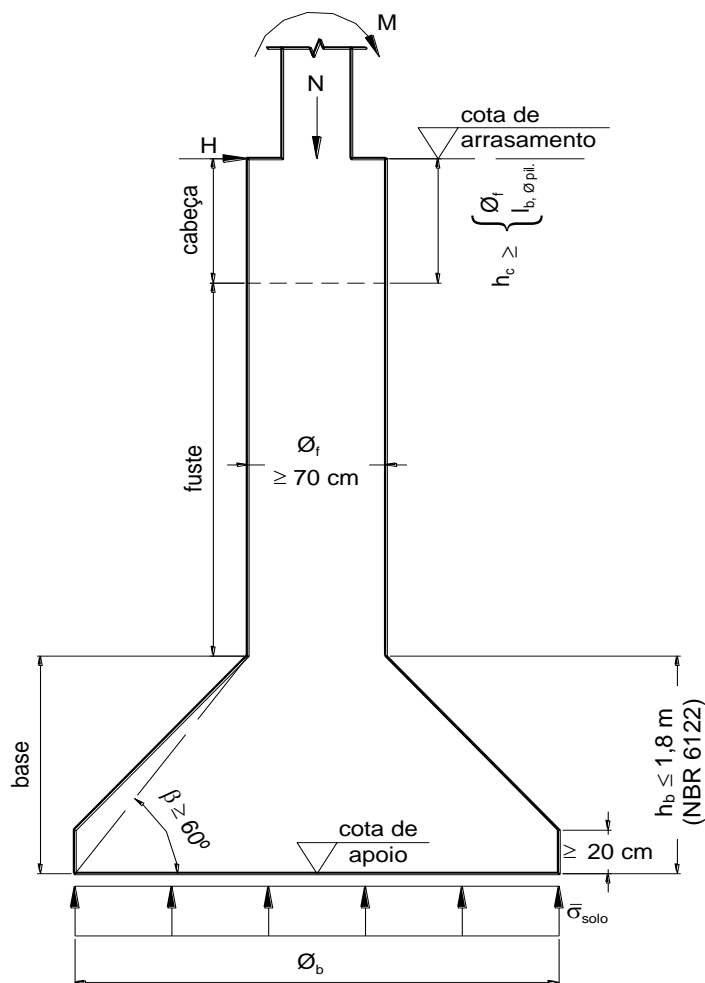


Figura 55 – Esquema de um tubulão.

16.1 Tubulão a Céu Aberto

a) **Cabeça**: segmento inicial, encarregado da redistribuição das tensões existentes na base do pilar. Seu dimensionamento é análogo ao de bloco sobre uma estaca, sendo a armadura calculada pela teoria de fendilhamento e disposta com estribos horizontais. A cabeça pode ser substituída por um bloco sobre o topo do fuste (bloco de transição - Figura 56).

²⁷ As fundações profundas são apresentadas no item 8 da NBR 6122: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações. NBR 6122, ABNT, 2021, 108p.

²⁸ A NBR 6118 não trata do tubulão especificamente.

$$h_b \geq \begin{cases} 1,5 \text{ a } 2\phi_f \\ l_{b,\phi_{pil}} \end{cases}, c' \geq 10 \text{ cm}$$

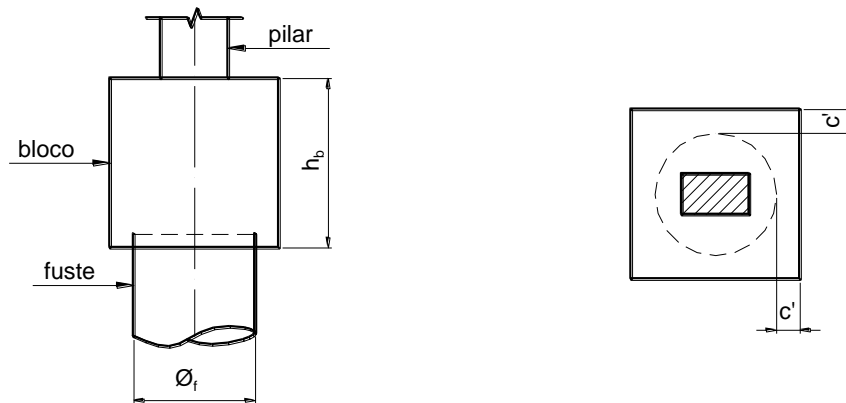


Figura 56 – Bloco no topo do fuste do tubulão.

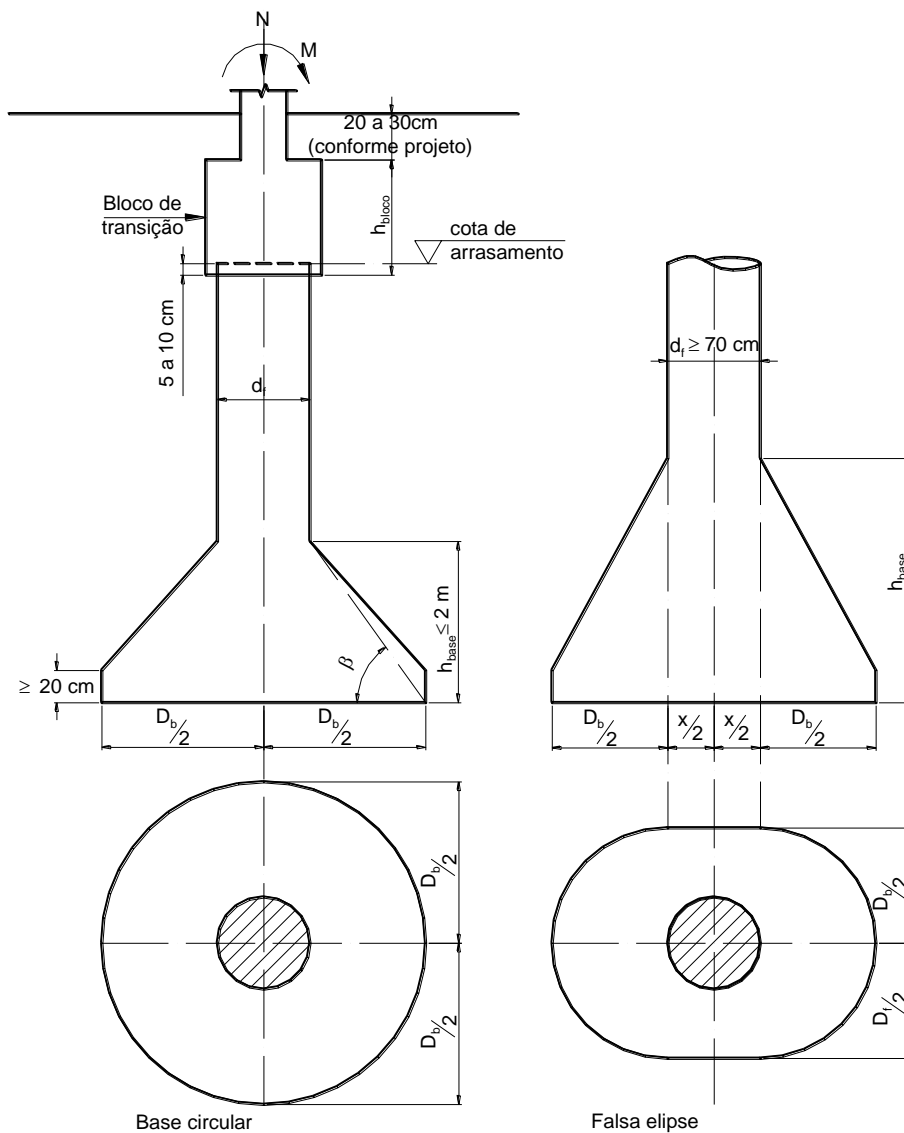


Figura 57 – Esquema e notações no tubulão.

Os esforços H e M são absorvidos pelo tubulão ou por vigas de travamento.

b) Fuste: é dimensionado como pilar de Concreto Simples, submetido à compressão simples. Se existir momento fletor na base do pilar, este deve ser considerado no dimensionamento do fuste.

O Concreto Simples é tratado pela NBR 6118 no item 24. “O concreto simples estrutural deve ter garantidas algumas condições básicas, como confinamento lateral (caso de estacas ou tubos), compressão em toda seção transversal (caso de arcos), apoio vertical contínuo no solo ou em outra peça estrutural (caso de pilares, paredes, blocos ou pedestais). Não é permitido o uso de concreto simples em estruturas sujeitas a sismos ou a explosões, e em casos onde a ductilidade seja qualidade importante da estrutura.”

Diâmetro do fuste de Concreto Simples ($M = 0$):

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_f} \rightarrow A_f = \frac{N_d}{\sigma_{cd}}$$

$$\frac{\pi \phi_f^2}{4} = \frac{N_d}{0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \rightarrow \phi_f^2 = \frac{4N_d \gamma_c}{\pi \cdot 0,85 f_{ck}}$$

$$d_f = \phi_f = \sqrt{\frac{4N_d \gamma_c}{\pi \cdot 0,85 f_{ck}}} \geq 70 \text{ cm (inteiro, múltiplo de 5 cm)}$$

Para fuste escavado mecanicamente verificar os diâmetros existentes, em função do equipamento a ser utilizado.

16.2 Armadura Longitudinal do Fuste – Carga Centrada

Leonhardt e Mönnig (1982) indicam:

$$A_{s,\text{fuste}} = 0,28 \% A_f = 0,0028 \frac{\pi \cdot \phi_f^2}{4}$$

Número de barras: ≥ 6

$$s_{tr} \leq \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 4\phi_\ell \\ 1,2d_{\text{máx,agr}} \end{cases}$$

na prática $s_{tr} \leq 25 \text{ cm}$

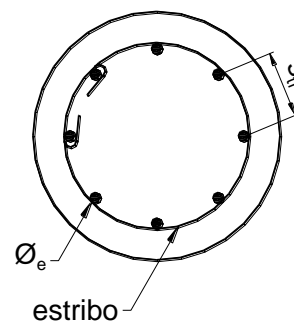


Figura 58 – Disposição do estribo no fuste do tubulão.

16.3 Armadura Transversal

Andrade (1989) sugere a armadura transversal como nos pilares, na forma de estribos circulares. E para tubulão sob carga centrada, o seguinte dimensionamento do fuste:

$$N_d = 0,85 f_{cd} \cdot A_f \rightarrow d_f = \sqrt{\frac{4N_d}{\pi \cdot 0,85 f_{ck}}}$$

$\gamma_c = 1,6$ para tubulão sem revestimento,

$$A_s = A_{s,\text{min}} = 0,50 \% A_f$$

Base: segmento inferior que transfere a carga para o solo.

Altura da base: para $\beta = 60^\circ \rightarrow h_b = \frac{\phi_b - \phi_f}{2} \text{tg } 60^\circ$

$h_b = 0,866(\phi_b - \phi_f)$, para base circular ver Alonso (1989).

$h_b = 0,866(a - \phi_f)$, para base de falsa elipse.

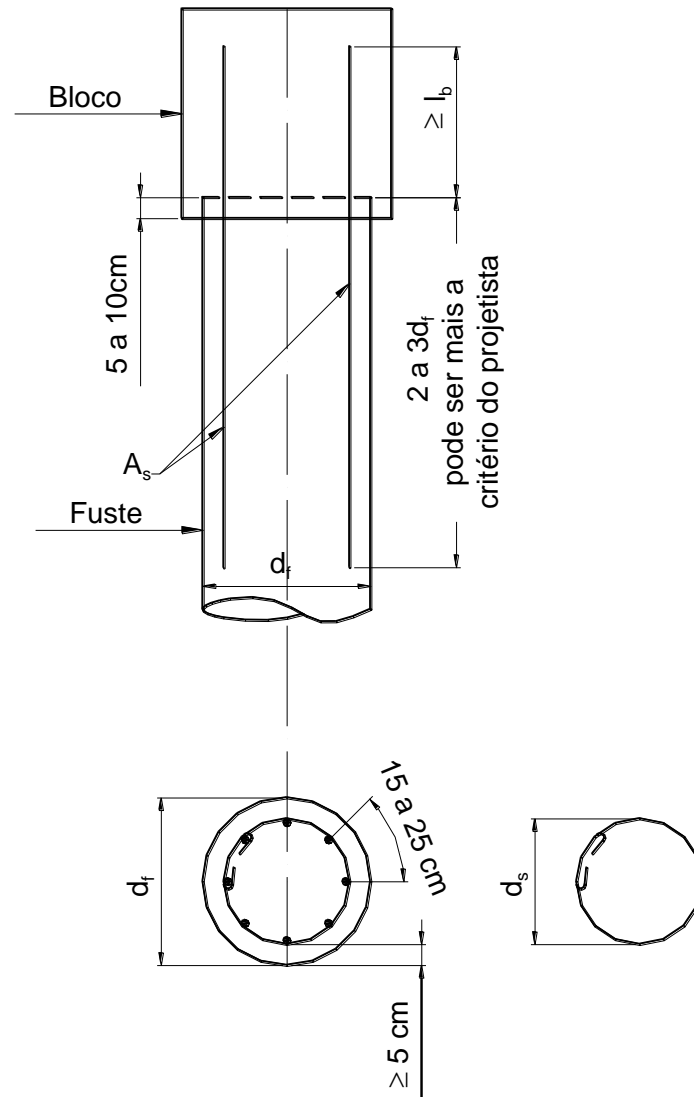


Figura 59 – Indicações de Andrade (1989).

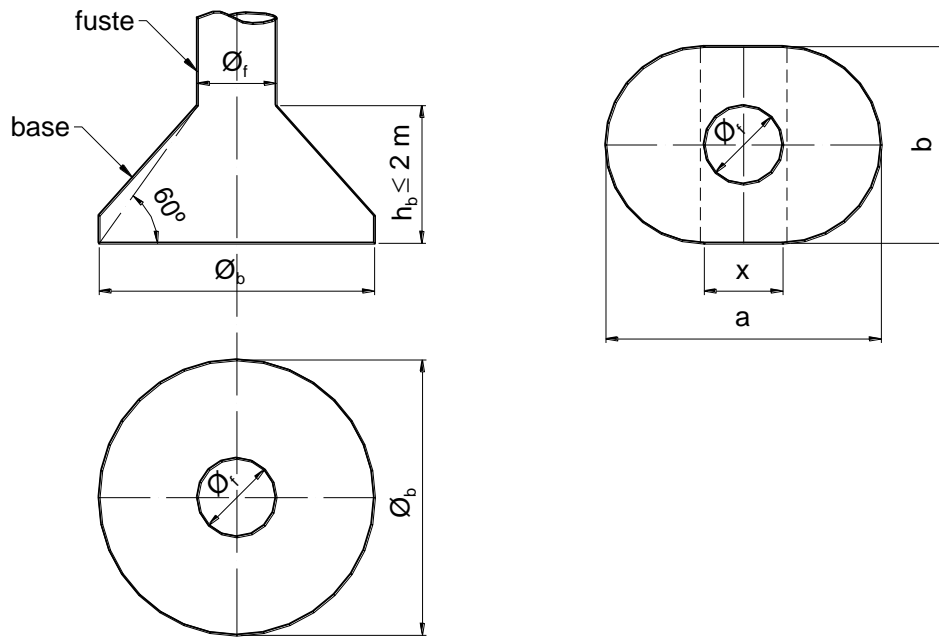


Figura 60 – Notações da base.

Nota: para pré-dimensionamento das dimensões dos tubulões, estudar o Cap. 2 de Alonso (1989).

Andrade (1989) faz as seguintes sugestões para a formulação:

a) Tubulão com base alargada

$$A_b = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} \quad \rightarrow \quad D_b = \sqrt{\frac{4N}{\pi \bar{\sigma}_{\text{solo}}}} \quad \rightarrow \quad \text{para base circular}$$

A recomendação prática para x é:

$$x \leq 1,5 \text{ a } 2,0 D_b \quad \rightarrow \quad \frac{\pi D_b^2}{4} + x D_b = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} \quad \rightarrow \quad \text{para base falsa elipse}$$

Altura da base:

$$H = \frac{1}{2} \text{tg } \beta [D_b + x - d_f] \quad , \text{ com } x = 0 \text{ para base circular}$$

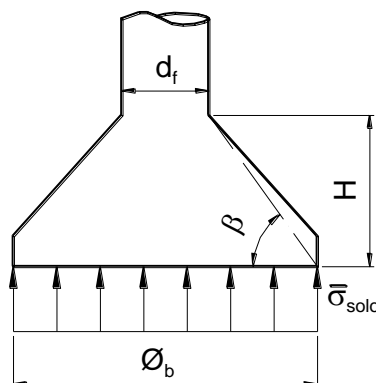


Figura 61 – Base do tubulão.

16.4 Bloco de Transição

São os elementos de transferência de carga do pilar para o fuste do tubulão ou para a estaca. Deve ter uma armadura na forma de estribos horizontais para combater os esforços de fendilhamento, além de outras armaduras construtivas.

Uma carga concentrada axial, simétrica em relação ao eixo da peça, tem as tensões distribuídas em uma zona de transição, de comprimento 1 a $1,1A$, onde a partir desta seção as tensões se distribuem de maneira uniforme (ver Leonhard e Monnig, 1982: vol.3 – cap. 15, vol.2 – cap. 3).

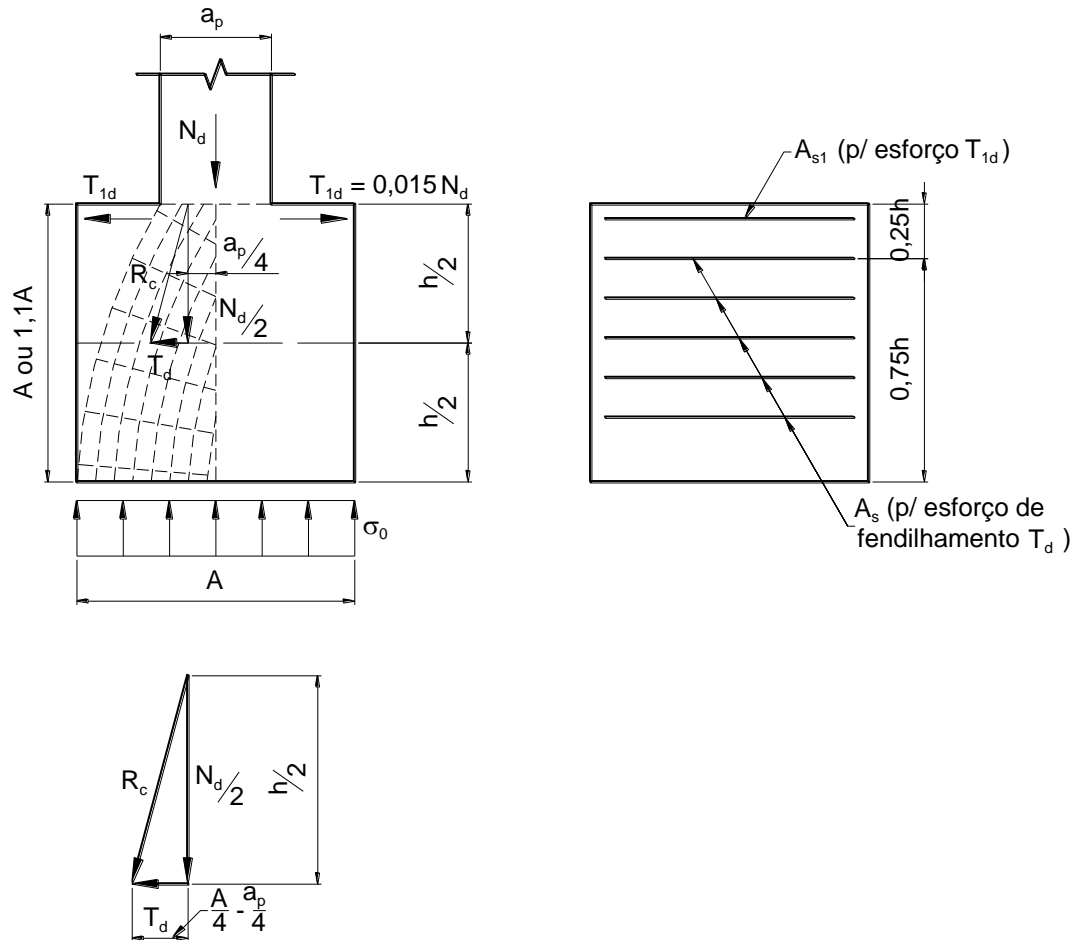


Figura 62 – Esquema de forças no bloco de transição.

$$\frac{T_d}{N_d} = \frac{A - a_p}{4} \cdot \frac{2}{h}$$

$$T_d = \frac{N_d}{4} \left(1 - \frac{a_p}{A} \right)$$

Andrade (1989) sugere: $T_d = 0,29 N_d \left(\frac{A - a_p}{A} \right)$

Armadura para combater T_d (armadura de fendilhamento):

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

armadura a ser distribuída em camadas até a altura h aproximadamente igual à dimensão A .

A disposição das barras das camadas horizontais, como alternativa, pode ser a indicada na Figura 63.

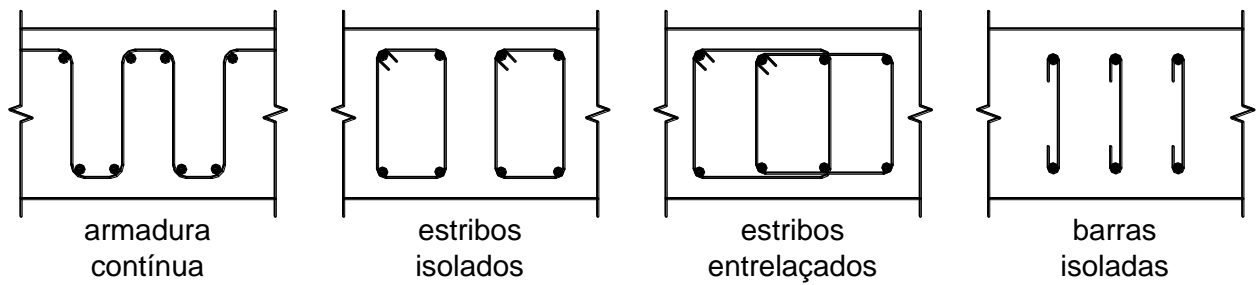


Figura 63 – Disposição das barras das camadas horizontais.

16.5 Roteiro para Cálculo de Blocos de Transição

Sugestão de Andrade (1989).

Direção x:

$$T_{xd} = 0,29N_d \left(\frac{\phi_f - a_p}{\phi_f} \right) \quad \rightarrow \quad A_{sx} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}}$$

$$\sigma_{td} = 0,40 \frac{N_d}{B H_e} \left(\frac{\phi_f - a_p}{\phi_f} \right)$$

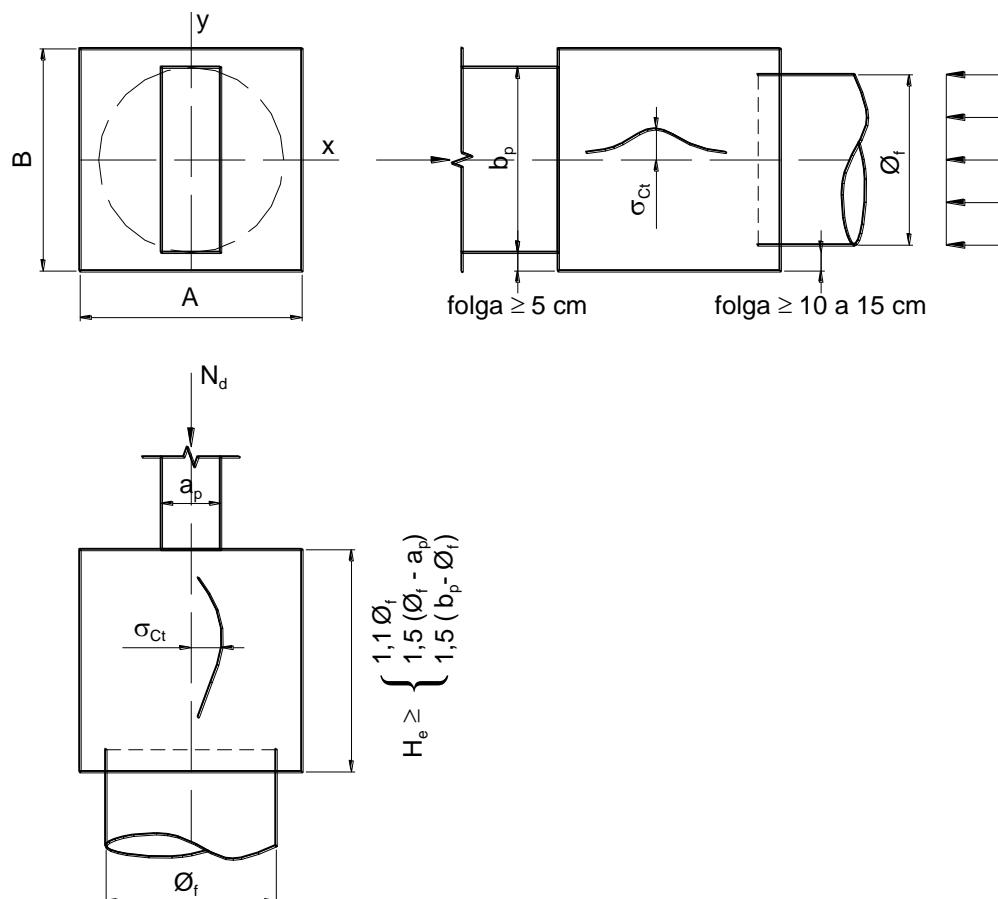


Figura 64 – Dimensões sugeridas por Andrade.

Direção y:

$$T_{yd} = 0,29N_d \left(\frac{b_p - \phi_f}{b_p} \right) \quad ; \quad \sigma_{td} = 0,40 \left(\frac{b_p - \phi_f}{b_p} \right)$$

$$A_{sy} = \frac{T_{yd}}{f_{yd}} \geq \frac{A_{sx}}{5}$$

σ_{td} = tensão de tração máxima.

Exemplo de detalhamento das armaduras estão mostrados na Figura 65 e Figura 66.

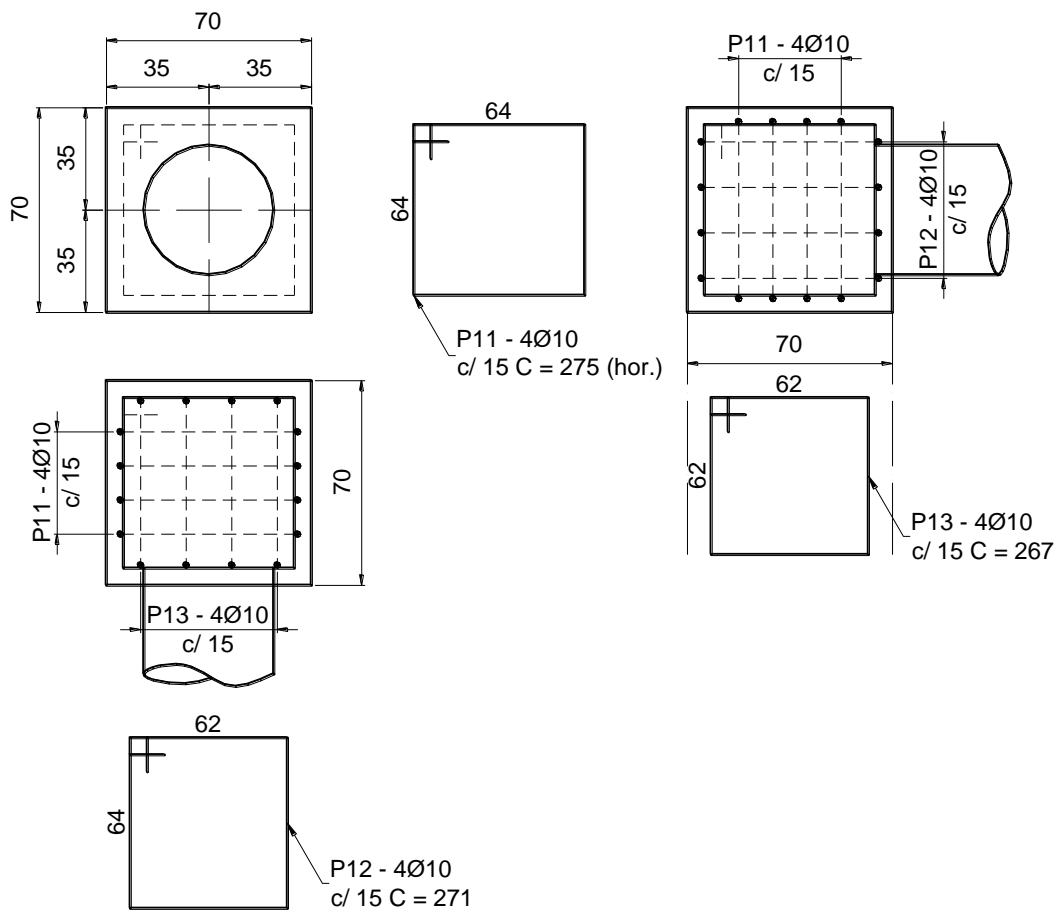


Figura 65 – Exemplo de detalhamento das armaduras para o bloco de transição.

$$l_g = \begin{cases} 10 \text{ cm} - \phi 6,3 \\ 15 \text{ cm} - \phi 8 \\ 20 \text{ cm} - \phi 10 \\ 25 \text{ cm} - \phi 12,5 \end{cases}$$

Armadura calculada para direção x: 1 + 2

Armadura calculada para direção y: 1 + 3

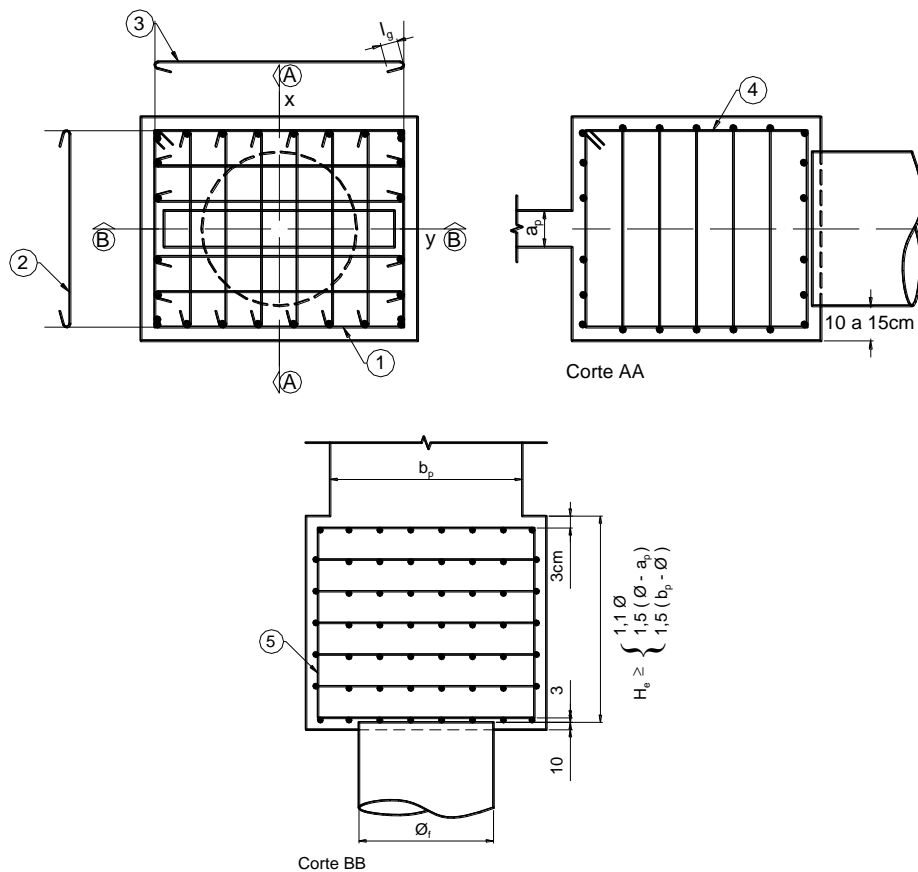


Figura 66 – Exemplo de detalhamento das armaduras para o bloco de transição.

Estribos 4 e 5 são construtivos, com um diâmetro inferior ao da armadura principal.

$$T_{xd} = 0,29N_d \frac{\phi - a_p}{\phi}$$

$$T_{yd} = 0,29N_d \frac{b_p - \phi}{b_p}$$

17. BIBLIOGRAFIA

ALONSO, U.R. *Exercícios de fundações*. São Paulo, Ed. Edgard Blücher, 1983.

ALONSO, U.R. *Dimensionamento de fundações profundas*. Ed. Edgard Blücher, 1989.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building code requirements for reinforced concrete and commentary*, Committee 318, ACI 318-05, Detroit, 2005.

ANDRADE, J.R.L. *Dimensionamento estrutural de elementos de fundação - Notas de aula*. São Carlos, EESC/USP, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de fundações*. NBR 6122, ABNT, 2021, 108p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*, NBR 8681. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
- BELL, B.J. *Fundações em Concreto Armado*. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois, 1985.
- BLEVOT, J. ; FREMY, R. *Semelles sur pieux*. Annales de I.T.B.T.P.(230), 1967.
- BOWLES, J.E. *Foundation analysis and design*. Ed. McGraw Hill, 1977.
- BURKE JR., J.U. *Ancoragens*. São Paulo, Caderno K. Maubertec, 1976.
- BURKE JR., J.U. *Blocos rígidos sobre apoios diretos*. São Paulo, Maubertec, 1978.
- BURKE JR., J.U. *Roteiro para o cálculo de viga alavanca*. São Paulo, Itáu S.A. Planejamento e Engenharia, 1979.
- CAMPOS, J.C. *Elementos de fundações em concreto*. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2015, 542p.
- CINTRA, J.C.A. ; ALBIERO, J.H. *Capacidade de carga de estacas*. São Carlos, EESC-USP, 1985.
- CINTRA, J.C.A. ; ALBIERO, J.H. *Projeto de fundações*. São Carlos, EESC-USP, 1984.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation*. Bulletin d'Information n.73. Paris, 1970.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Final draft. CEB Bulletin d'Information, n. 204, 1991.
- EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. *Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings*. Revised Final Draft, April, 2002, 226p.
- GUERRIN, A. *Tratado de Concreto Armado*. v.2. São Paulo, Ed. Hemus, 1980.
- LEONHARDT, F. ; MONNING, E. *Construções de concreto*, v. 2-3. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1978.
- MACGREGOR, J.G. *Reinforced concrete – Mechanics and design*. 3a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1997, 939p.
- MACHADO, C.P. *Edifícios de Concreto Armado - Fundações*. São Paulo, FDTE/EPUSP, 1985.
- MAUTONI, M. *Blocos sobre dois apoios*. São Paulo, D.L.P. Grêmio Politécnico, 1972.
- MORAES, M.C. *Estruturas de fundações*. São Paulo, Ed. McGraw Hill, 1977.
- MONTOYA, J. *Hormigon armado*, v.1-2. Barcelona, Ed. Gustavo Gili, 5ª. ed., 1973.
- NAWY, E.G. *Reinforced concrete – A fundamental approach*. Englewood Cliffs, Ed. Prentice Hall, 1985, 701p.
- SANTOS, E. G. *Estrutura: desenho de concreto armado*. v.1,2,3,4. São Paulo, Ed. Nobel, 1985.
- SCHIEL, F. *Estática dos estaqueamentos*. São Carlos, EESC-USP. 1957.
- VARGAS, M. *Fundações*. Manual do Engenheiro. v.4. Porto Alegre, Ed. Globo. 1955.
- VARGAS, M. *Fundações de edifícios*. São Paulo, D.L.P. Grêmio Politécnico, 1979.

TABELAS ANEXAS

Tabela 1 - Área de armadura por metro de largura (cm²/m).

Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
5	2,77	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00
5,5	2,52	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73
6	2,31	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83
6,5	2,13	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23
7	1,98	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,85	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8	1,73	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	1,63	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9	1,54	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	1,46	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10	1,39	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11	1,26	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12	1,15	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	1,11	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13	1,07	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14	0,99	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15	0,92	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16	0,87	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17	0,81	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,79	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18	0,77	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19	0,73	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20	0,69	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
22	0,63	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
24	0,58	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25	0,55	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26	0,53	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
28	0,49	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
30	0,46	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
33	0,42	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79

Elaborada por PINHEIRO (1994)
Diâmetros especificados pela NBR 7480.

Tabela 2 – Características de fios e barras de aço.

Diâmetro (mm)		Massa (kg/m)	Área (mm ²)	Perímetro (mm)
Fios	Barras			
2,4	-	0,036	4,5	7,5
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5	5	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	20,1
7	-	0,302	38,5	22,0
8	8	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	29,8
10	10	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16	1,578	201,1	50,3
-	20	2,466	314,2	62,8
-	22	2,984	380,1	69,1
-	25	3,853	490,9	78,5
-	32	6,313	804,2	100,5
-	40	9,865	1256,6	125,7

Tabela 3 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	b_w	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	As	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	b_w	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48
20	As	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50	
	b_w	Br. 1	-	12	16	20	24	29	33	37	42	46
		Br. 2	-	12	17	22	27	32	37	42	47	52
22	As	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	
	b_w	Br. 1	-	12	16	21	25	30	34	39	43	48
		Br. 2	-	13	18	23	28	33	39	44	49	54
25	As	4,90	9,80	14,70	19,60	24,50	29,40	34,30	39,20	44,10	49,00	
	b_w	Br. 1	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
		Br. 2	-	13	19	24	30	35	41	46	52	57
32	As	8,05	16,10	24,15	32,20	40,25	48,30	56,35	64,40	72,45	80,50	
	b_w	Br. 1	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
		Br. 2	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
40	As	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00	
	b_w	Br. 1	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81
		Br. 2	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81

largura b_w mínima:

$$b_{w,\min} = 2(c + \phi_t) + n^\circ \text{ barras} \cdot \phi_\ell + e_{h,\min} (n^\circ \text{ barras} - 1)$$

Br. 1 = brita 1 ($d_{\max} = 19 \text{ mm}$) ; Br. 2 = brita 2 ($d_{\max} = 25 \text{ mm}$)Valores adotados: $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$; $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$ Para $c_{\text{nom}} \neq 2,0 \text{ cm}$, aumentar $b_{w,\min}$ conforme:

$$c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow + 1,0 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm} \rightarrow + 2,0 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm} \rightarrow + 3,0 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 4,0 \text{ cm} \rightarrow + 4,0 \text{ cm}$$

$$a_{h,\min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_\ell \\ 1,2d_{\max,\text{agr}} \end{cases}$$

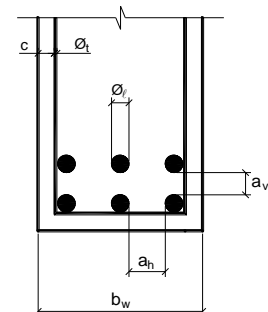


Tabela 4 – Comprimento de ancoragem para CA-50 nervurado.

TABELA 3																
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66

Valores de acordo com a NBR 6118
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100mm \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$

Tabela 5 – Comprimento de ancoragem para CA-60 entalhado.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-60 entalhado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
3,4	50	35	41	29	35	25	31	22	28	20	26	18	24	17	22	16
	35	24	29	20	25	17	22	15	20	14	18	13	17	12	16	11
4,2	61	43	51	35	44	31	39	27	35	24	32	22	29	21	27	19
	43	30	35	25	31	21	27	19	24	17	22	16	21	14	19	13
5	73	51	60	42	52	36	46	32	41	29	38	27	35	25	33	23
	51	36	42	30	36	25	32	23	29	20	27	19	25	17	23	16
6	88	61	72	51	62	44	55	39	50	35	46	32	42	29	39	27
	61	43	51	35	44	31	39	27	35	24	32	22	29	21	27	19
7	102	71	84	59	73	51	64	45	58	41	53	37	49	34	46	32
	71	50	59	41	51	36	45	32	41	28	37	26	34	24	32	22
8	117	82	96	67	83	58	74	51	66	46	61	42	56	39	52	37
	82	57	67	47	58	41	51	36	46	33	42	30	39	27	37	26
9,5	139	97	114	80	99	69	87	61	79	55	72	50	67	47	62	43
	97	68	80	56	69	48	61	43	55	39	50	35	47	33	43	30

Valores de acordo com a NBR 6118
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$