

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
UNESP - Campus de Bauru/SP
FACULDADE DE ENGENHARIA
Departamento de Engenharia Civil

Disciplina: 2133 - ESTRUTURAS DE CONCRETO III
NOTAS DE AULA

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Prof. Dr. PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS

(wwwp.feb.unesp.br/pbastos)

Bauru/SP
Setembro/2013

APRESENTAÇÃO

Esta apostila 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 dos blocos de fundação, conforme os procedimentos contidos na NBR 6118/2003 - “*Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*”.

Agradecimentos ao técnico Tiago Duarte de Mattos, pela confecção dos desenhos, e ao aluno Lucas F. Sciacca, pelo auxílio na digitação.

Quaisquer críticas e sugestões serão muito bem-vindas.

SUMÁRIO

1. DEFINIÇÃO	1
2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS RÍGIDOS	1
3. MODELOS DE CÁLCULO	2
4. MÉTODO DAS BIELAS	2
5. BLOCO SOBRE UMA ESTACA	3
6. BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS	5
6.1 Altura Útil.....	6
6.2 Verificação das Bielas	6
6.3 Armadura Principal.....	8
6.4 Armaduras Complementares	8
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	11
7.3 Armadura Principal.....	11
7.3.1 Armaduras Paralelas aos Lados (sobre as estacas) e Malha Ortogonal.	11
7.3.2 Armaduras na Direção das Medianas e Paralelas aos Lados (Armadura de Cintamento).....	13
7.4 Armadura de Pele	14
8. BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS.....	15
8.1 Altura Útil.....	16
8.2 Verificação das Bielas	16
8.3 Armadura Principal.....	16
8.3.1 Na Direção das Diagonais	17
8.3.2 Na Direção das Diagonais e Paralela aos Lados	18
8.3.3 Paralela aos Lados e em Malha	19
8.4 Armaduras Complementares	19
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.....	20
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.....	24
9.3.3 Armadura Principal	24
9.3.4 Armaduras Complementares	24
10. BLOCO SOBRE SEIS ESTACAS.....	25
10.1 Bloco Retangular	25
10.2 Bloco em Forma de Pentágono.....	25
10.2.1 Altura Útil.....	26
10.2.2 Verificação das Bielas	26
10.2.3 Armadura Principal	26
10.3 Bloco em Forma de Hexágono	27
10.3.1 Altura Útil.....	27

10.3.2 Verificação das Bielas	27
10.3.3 Armadura Principal	28
11. BLOCO SOBRE SETE ESTACAS	30
12. MÉTODO DO CEB-70	30
12.1 Momentos Fletores	31
12.2 Armadura Principal.....	31
12.3 Forças Cortantes	32
12.4 Força Cortante Limite.....	33
12.5 Resistência Local à Força Cortante	33
12.6 Armadura Principal em Bloco Sobre Três Estacas.....	34
13. PILARES SUBMETIDOS À CARGA VERTICAL E MOMENTOS FLETORES.....	35
14. EXEMPLOS NUMÉRICOS	38
14.1 Exemplo 1 - Bloco Sobre Quatro Estacas.....	38
14.2 Exemplo 2 - Bloco Sobre Duas Estacas	41
14.3 Exemplo 3 - Bloco Sobre Três Estacas.....	46
14.4 Exemplo 4 - Bloco Sobre Quatro Estacas.....	52
15. EXERCÍCIOS PROPOSTOS	58
16. FUNDAÇÃO EM TUBULÃO.....	59
16.1 Tubulão a Céu Aberto.....	59
16.2 Armadura Longitudinal do Fuste – Carga Centrada.....	62
16.3 Armadura Transversal	63
16.4 Bloco de Transição	66
16.5 Roteiro para Cálculo de Blocos de Transição.....	67
17. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71

1. DEFINIÇÃO

Conforme a NBR 6118/03, item 22.5: “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação, e podem ser consideradas rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas.

No caso de conjuntos de blocos e estacas rígidas, com espaçamento de $2,5\phi$ a 3ϕ (onde ϕ é o diâmetro da estaca), pode-se admitir plana a distribuição de carga nas estacas. Para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas, apoiadas em substrato muito rígido, essa hipótese pode ser revista.”

Os blocos sobre estacas podem ser para 1, 2, 3, e teoricamente para n estacas. Blocos sobre uma ou duas estacas são mais comuns em construções de pequeno porte, como casas térreas, sobrados, galpões, etc., onde a carga vertical proveniente do pilar é geralmente de baixa intensidade. Nos edifícios de diversos pavimentos, como as cargas são maiores, geralmente o número de estacas supera duas. Há também o caso de bloco assente sobre tubulão, quando o bloco atua como elemento de transição de carga entre o pilar e o fuste do tubulão (Figura 1).

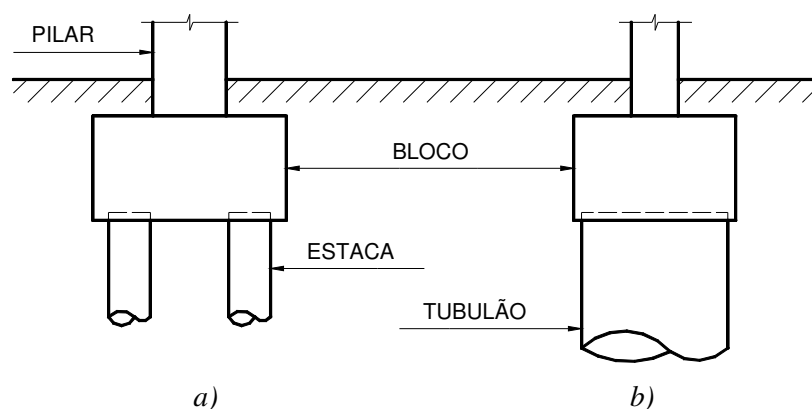


Figura 1 - Bloco sobre: a) estacas; b) tubulão.

2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS RÍGIDOS

Conforme a NBR 6118/03, o comportamento estrutural dos blocos rígidos é caracterizado por:

- “ trabalho à flexão nas duas direções, 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);
- cargas transmitidas pelo pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.”

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

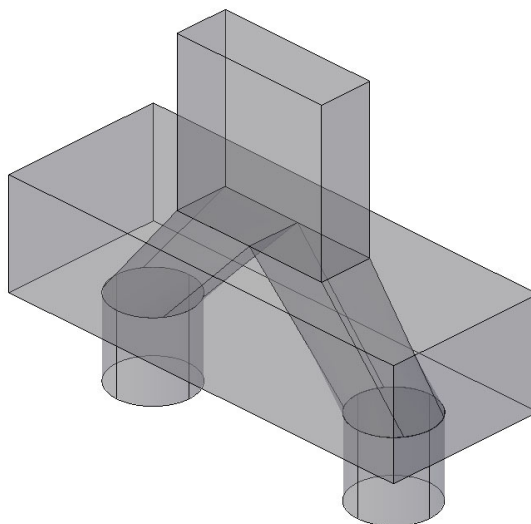


Figura 2 – Bielas de concreto no bloco sobre duas estacas.

3. MODELOS DE CÁLCULO

Como modelo de cálculo, a NBR 6118 demonstra preferência ao modelo de cálculo chamado “biela-tirante” tridimensional, “*por definir melhor a distribuição de esforços pelos tirantes*”, onde a biela é a representação do concreto comprimido e o tirante as armaduras tracionadas.

No Brasil, dois modelos de cálculo são mais utilizados para o dimensionamento dos blocos sobre estacas: o “Método das Bielas”, de Blévo (1967), e o método proposto pelo CEB-70. Os dois métodos devem ser aplicados apenas nos blocos rígidos. No caso dos blocos flexíveis, são aplicados métodos clássicos aplicáveis às vigas ou lajes.

4. MÉTODO DAS BIELAS

O método das bielas admite como modelo resistente, no interior do bloco, uma “treliça espacial”, para blocos sobre várias estacas, ou 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 pelas barras de aço (armadura). A principal incógnita é determinar as dimensões das bielas comprimidas, resolvida com as propostas de Blévo (1967).

O Método das Bielas é recomendado quando:

- a) o carregamento é quase centrado, comum em edifícios. 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;
- b) todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

O método das bielas é o método simplificado mais empregado, porque:

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

5. BLOCO SOBRE UMA ESTACA

No caso de pilares com dimensões próximas à dimensão da estaca, o bloco atua como em um elemento de transferência de carga, necessário por razões construtivas, para a locação correta dos pilares, chumbadores, correção de pequenas excentricidades da estaca, uniformização da carga sobre a estaca, etc. (Figura 3).

São colocados estribos horizontais fechados para o esforço de fendilhamento e estribos verticais construtivos.

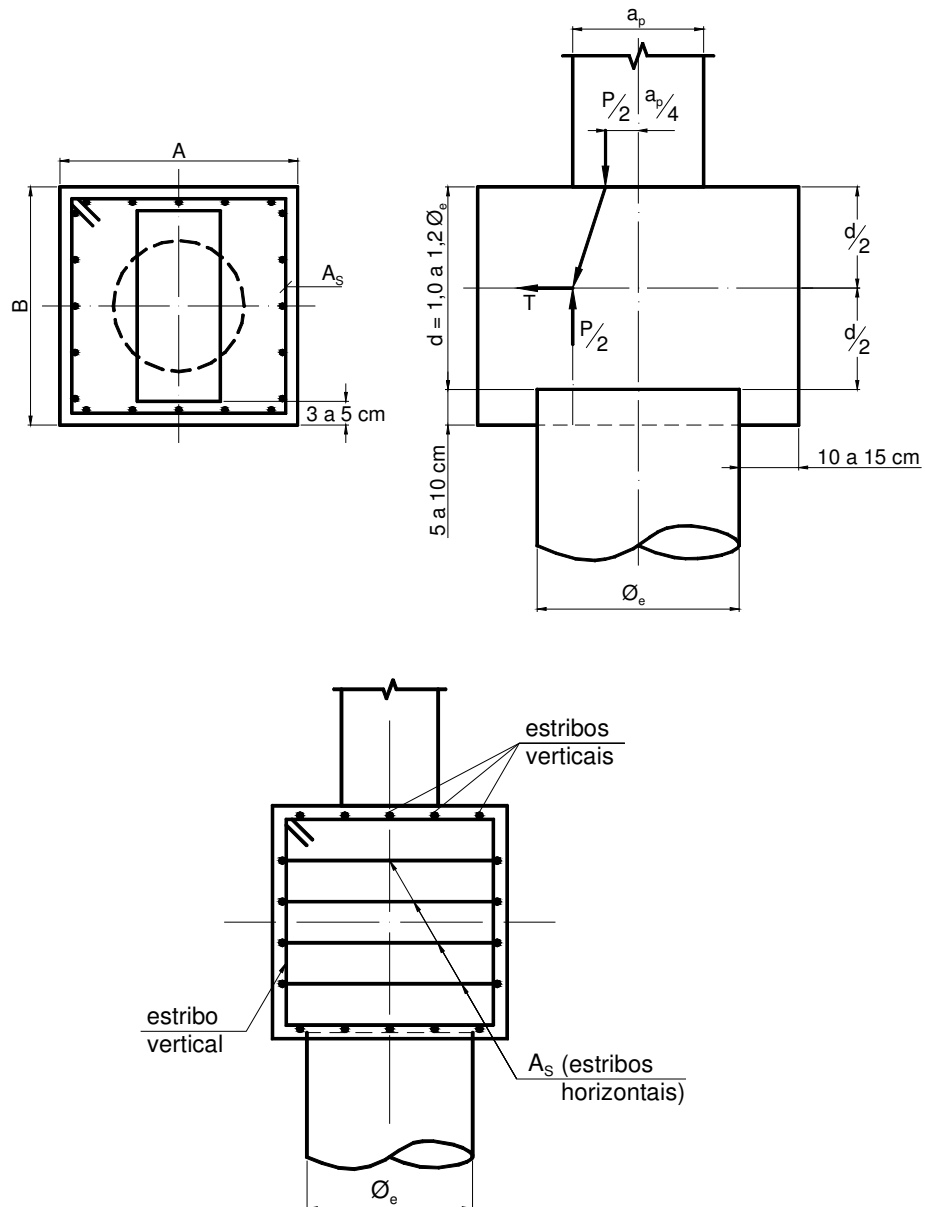


Figura 3 – Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras.

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

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

Valor de cálculo da força de tração:

$$T_d = 0,25P_d$$

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

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

Geralmente adotam-se para os estribos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal A_s (estribos horizontais).

Para edifícios, a dimensão A do bloco pode ser tomada como:

$$A = \phi_e + 2 \cdot 10 \text{ cm}$$

ou 15 cm ao invés de 10 cm.

Para construções de pequeno porte, com cargas baixas sobre o bloco (casas, sobrados, galpões, etc.):

$$A = \phi_e + 2 \cdot 5 \text{ cm}$$

Exemplo: pilarete de sobrado, $\phi_e = 20 \text{ cm}$, Figura 4.

- bloco 30 x 30 x 30 cm;

- neste caso o pilarete deve ter dimensão máxima $\leq 25 \text{ cm}$. Para pilaretes com dimensões maiores, deve-se aumentar as dimensões do bloco.

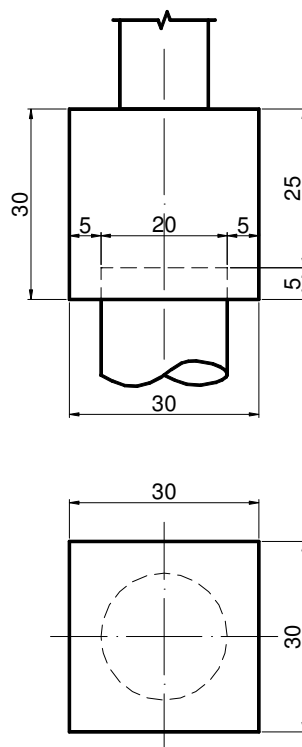


Figura 4 – Dimensões mínimas (em cm) sugeridas para bloco sobre uma estaca em construção de pequeno porte com cargas baixas.

6. BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS (Método das Bielas - Método de Blévyot)

A Figura 5 mostra o bloco sobre duas estacas, com a biela de concreto comprimido e o esquema de forças atuantes.

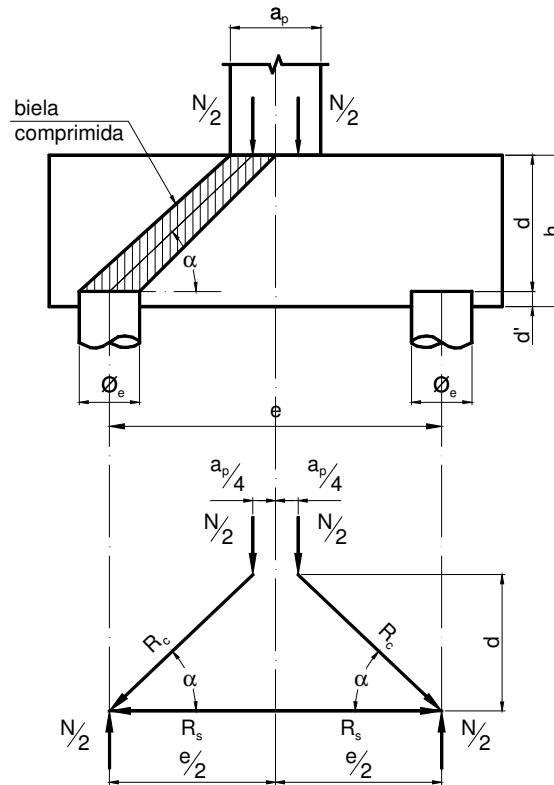


Figura 5 – Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.

Do polígono de forças (Figura 6):

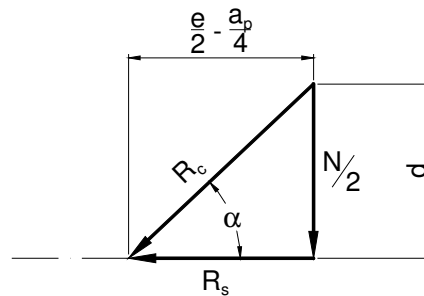


Figura 6 – Polígono de forças no bloco sobre duas estacas.

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

$$R_s = \frac{N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (\text{força de tração na armadura principal, } A_s)$$

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

6.1 Altura Útil

As bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção, desde que:

$$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \quad \rightarrow \quad 0,419 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Segundo Machado (1979):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad \rightarrow \quad 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

Considerando os ângulos limites para α tem-se:

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

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar:

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

A altura h do bloco é:

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

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

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

6.2 Verificação das Bielas

A seção ou área (Figura 7) das bielas varia ao longo da altura do bloco e, por isso, são verificadas as seções junto ao pilar e junto à estaca.

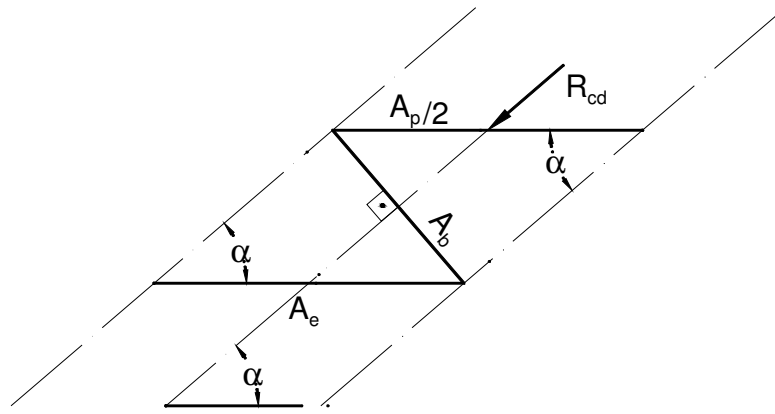


Figura 7 – Área da biela (A_b) de concreto comprimido.

No pilar:

$$A_b = \frac{A_p}{2} \sen \alpha$$

Na estaca:

$$A_b = A_e \sen \alpha$$

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

Considerando a equação básica de tensão tem-se: $\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$, e a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar é:

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

Na estaca:

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

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 devido às cargas permanentes (efeito Rüsck).

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 %:

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

A armadura principal, disposta sobre a cabeça das estacas, é:

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

6.4 Armaduras Complementares

Armadura de pele e estribos verticais em cada face lateral:

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

B = largura do bloco em cm (*Figura 8*), podendo ser tomado como:

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

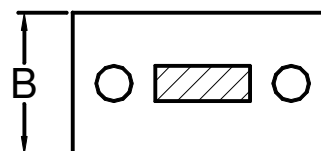


Figura 8 – Largura B do bloco.

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{de vigas na NBR 6118/07})$$

$$s \geq 8 \text{ cm (recomendação prática)}$$

Espaçamento dos estribos verticais:

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

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

6.5 Ancoragem da Armadura Principal e Comprimento do Bloco

NBR 6118 (22.5.4.1.1) – Blocos rígidos: “As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Para barras com $\phi \geq 20 \text{ mm}$, devem ser usados ganchos de 135° e 180° .”

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas (ver seção 9).”

A ancoragem da armadura positiva do bloco deve ter no mínimo o comprimento de ancoragem básico (ℓ_b), iniciada a partir da face da estaca próxima à extremidade do bloco, como indicado na Figura 9. O gancho vertical da armadura pode ser considerado como parte do comprimento de ancoragem necessário, porém, a distância da face externa da estaca à borda extrema do bloco deve garantir uma boa ancoragem da armadura, de tal modo que o comprimento do bloco pode ser estimado como:

$$\ell = e + \phi_e + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (\text{valores maiores que 15 cm podem ser analisados})$$

ou $\ell = e + 2\phi_e + 2c_{\text{nom}}$

com c_{nom} = cobrimento nominal da armadura.

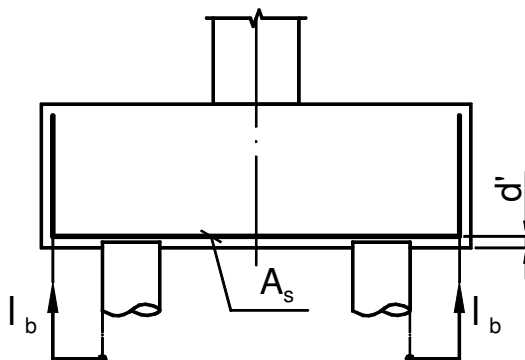


Figura 9 – Ancoragem da armadura principal no bloco sobre duas estacas.

Detalhamento das armaduras (Figura 10):

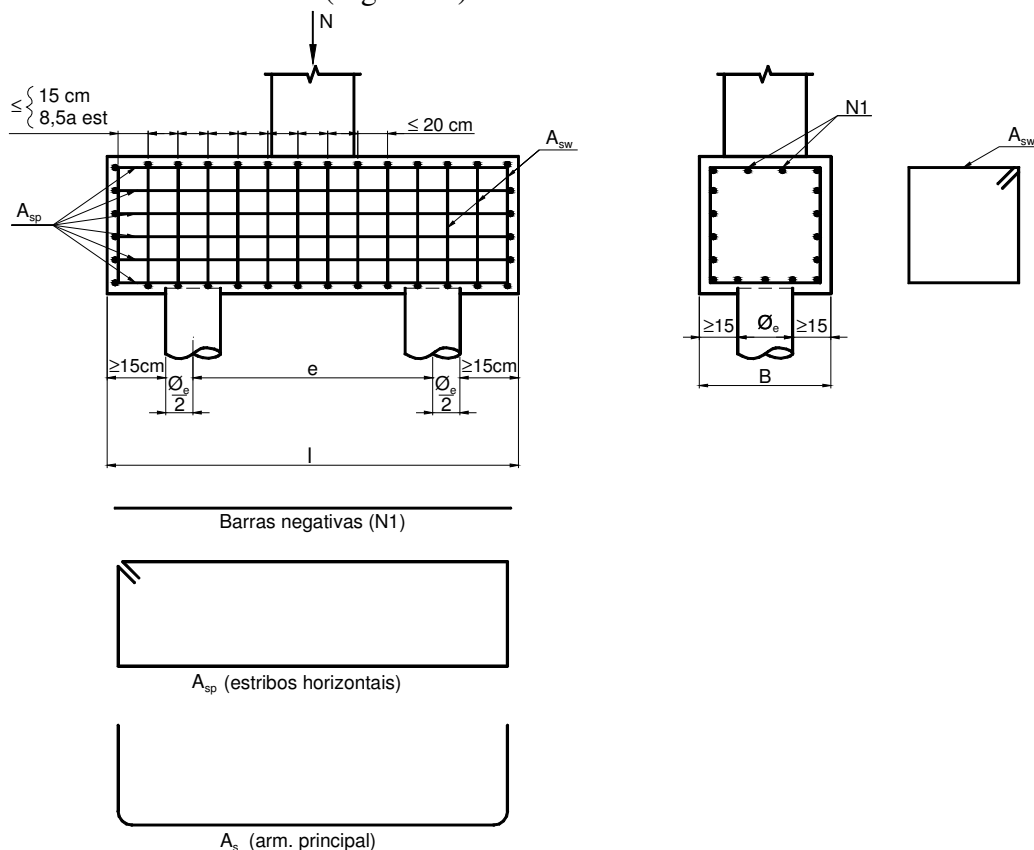
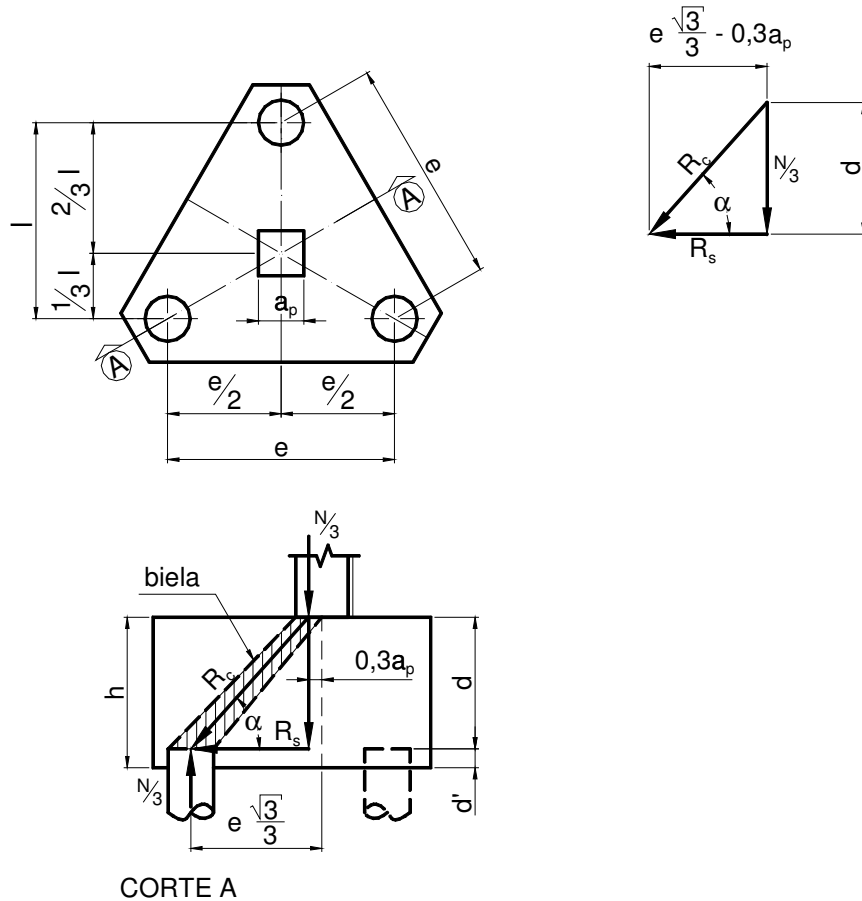


Figura 10 – Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas.

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

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.



CORTE A

Figura 11 – Bloco sobre três estacas.

Do polígono de forças mostrado na Figura 11:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e\frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p}$$

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

na direção das medianas do triângulo formado tomando os centros das estacas como vértices.

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

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

7.1 Altura Útil

Blévyot indicou ângulos α entre:

$$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \quad \rightarrow \quad 0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p)$$

Com α assumindo valores de 45° e 55° resulta:

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

Altura: $h = d + d'$

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

7.2 Verificação das Bielas

a) Junto ao pilar

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \quad (A_p = \text{área da seção do pilar})$$

b) Junto à estaca

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} \quad (A_e = \text{área da seção da estaca})$$

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

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

A condição de segurança será atendida se:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,pil} &\leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \\ \sigma_{cd,b,est} &\leq \sigma_{cd,b,lim,est} \end{aligned} \quad , \text{ com } 0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

7.3 Armadura Principal

Existem vários modos de posicionamento e detalhamento da armadura principal nos blocos sobre três estacas, conforme descrito na sequência.

7.3.1 Armaduras Paralelas aos Lados (sobre as estacas) e Malha Ortogonal.

Esta é a configuração mais usada no Brasil. Apresenta a menor fissuração e a maior economia (Figura 14).

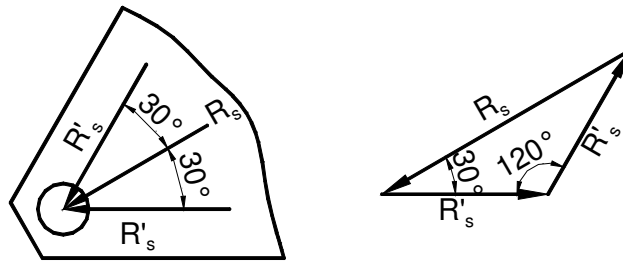


Figura 12 – Decomposição da força de tração R_s na direção dos eixos das estacas.

Considerando o esquema de forças mostrado na Figura 12, pela lei dos senos tem-se:

$$\frac{R_s}{\sin 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 30^\circ} \quad \rightarrow \quad R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

A armadura para resistir à força R'_s , paralela aos lados do bloco, é:

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

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

É sugerido acrescentar uma “armadura em malha” de barras finas, em duas direções, com:

$$A_{s,\text{malha}} = \frac{1}{5} A_{s,\text{lado}} \geq A_{s,\text{susp/face}} \quad (\text{em cada direção})$$

Armadura de suspensão

A armadura de suspensão tem a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas (Figura 13). A armadura de suspensão total é:

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

Para bloco sobre três estacas:

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

A armadura de suspensão por face do bloco é:

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

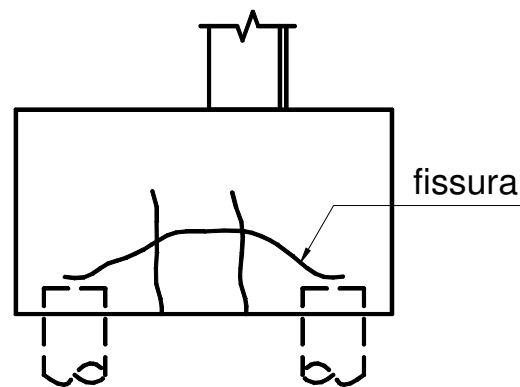


Figura 13 – Possível fissuração que exige armadura de suspensão no bloco sobre três estacas.

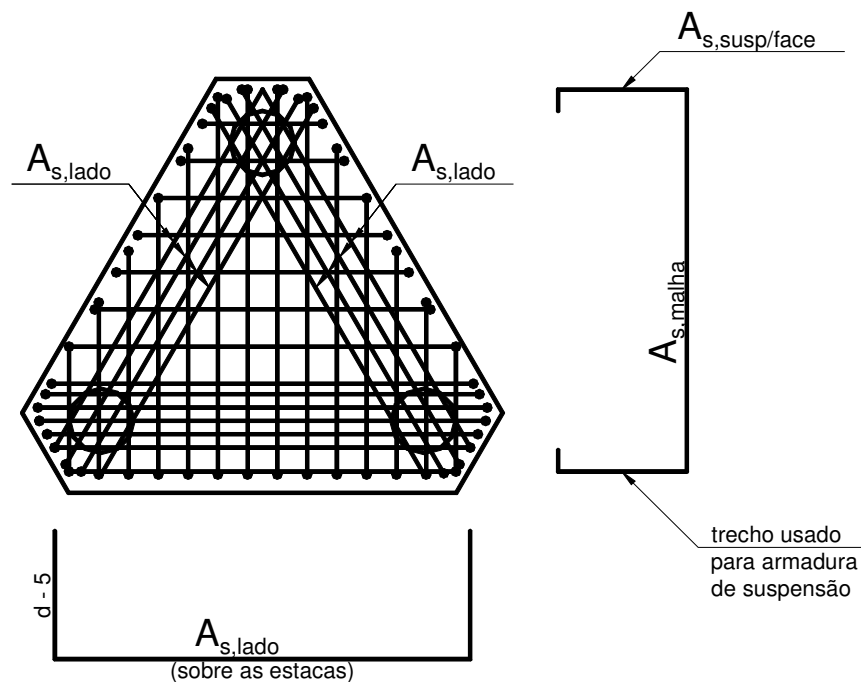


Figura 14 – Detalhe das armaduras no bloco sobre três estacas.

Notas:

- 1) blocos com cargas verticais baixas podem ter a armadura em malha suprimida;
- 2) no caso de pilares com cargas elevadas recomenda-se acrescentar uma malha superior negativa.

7.3.2 Armaduras na Direção das Medianas e Paralelas aos Lados (Armadura de Cintamento)

Esta disposição tem a desvantagem da superposição dos três feixes de barras, no centro do bloco. Além disso, ocorre fissuração elevada nas faces laterais do bloco, provocadas pela falta de apoio nas extremidades das barras das medianas, conhecida por “armadura em vazio”.

A força de tração na direção das medianas é:

$$R_s = \frac{N}{9d} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)$$

A armadura nas três medianas pode ser um pouco reduzida, devido à existência das armaduras nos lados, sendo:

$$A_{s,med} = \frac{R_{sd}(1-k)}{f_{yd}} = \frac{N_d}{9d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)(1-k) \quad \rightarrow \text{armadura em cada mediana}$$

com $\frac{2}{3} \leq k \leq \frac{4}{5}$

Armadura de cintamento em cada lado do bloco:

$$A_{s,cinta} = \frac{k R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{k}{f_{yd}} \frac{\sqrt{3} R_{sd}}{3} = \frac{k\sqrt{3}}{3f_{yd}} \cdot \frac{N_d}{9} \frac{(e\sqrt{3} - 0,9a_p)}{d}$$

$$A_{s,cinta} = \frac{k\sqrt{3}N_d}{27d \cdot f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) \quad (\text{em cada lado do bloco})$$

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

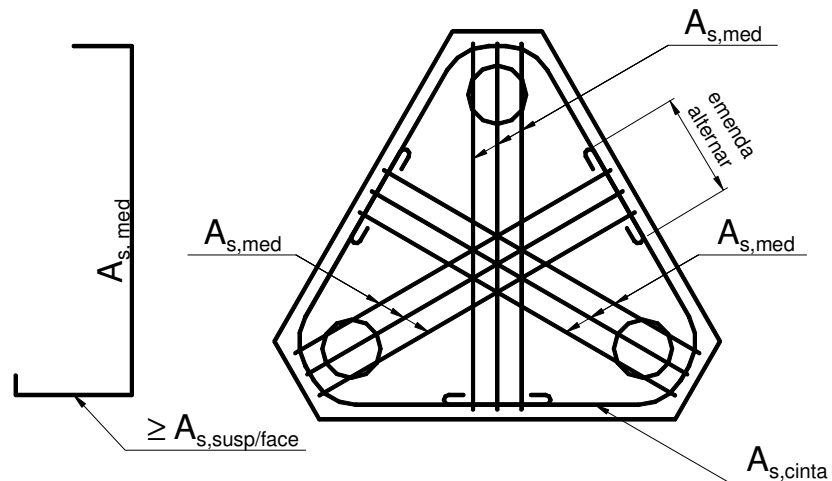


Figura 15 – Armadura principal no bloco sobre três estacas.

7.4 Armadura de Pele

Em cada face vertical lateral do bloco pode 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, sendo:

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

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

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

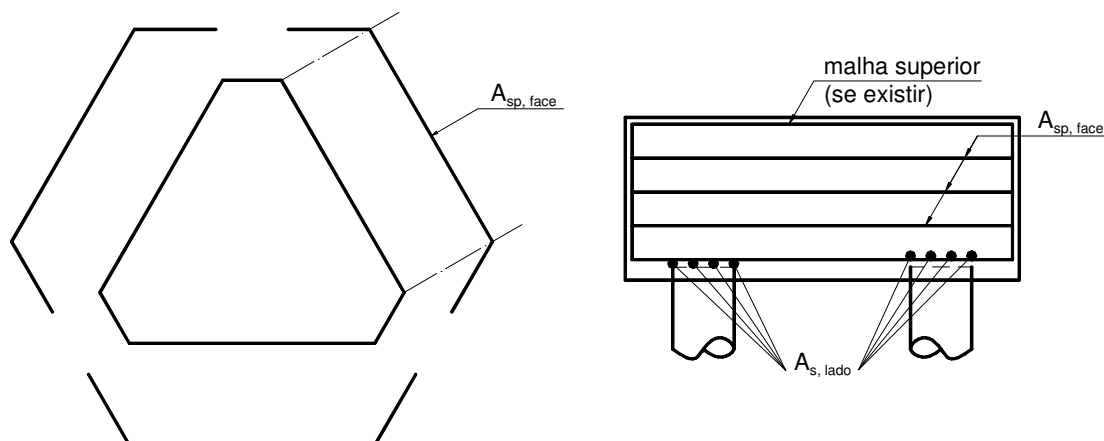


Figura 16 – Armadura de pelo no bloco sobre três estacas.

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

Pilar de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco e das estacas (Figura 17).

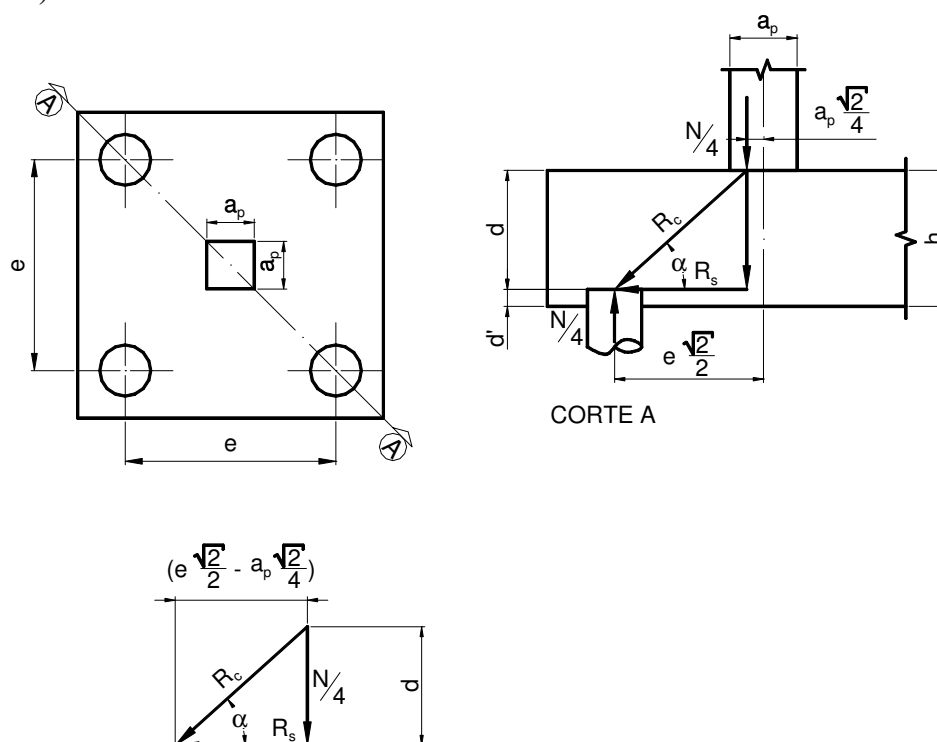


Figura 17 – Bloco sobre quatro estacas.

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

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

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: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$

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

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

8.2 Verificação das Bielâs

Tensão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \quad , \quad A_p = \text{área do pilar}$$

Tensão junto à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4A_e \sin^2 \alpha} \quad , \quad A_e = \text{área da estaca}$$

Tensão limite:

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

Condição de segurança:

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

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

8.3 Armadura Principal

Há quatro tipos diferentes de detalhamento da armadura principal, indicados na Figura 18.

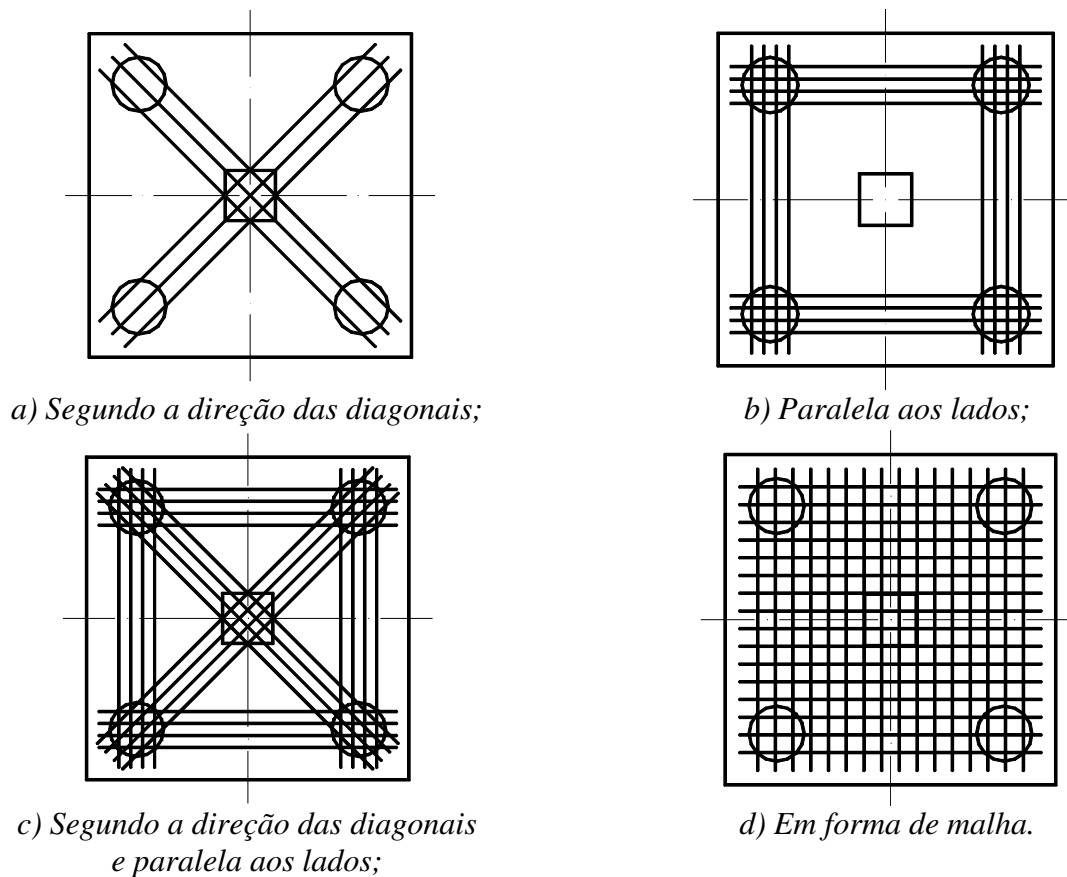


Figura 18 – Possíveis detalhes da armadura principal no bloco sobre quatro estacas.

O detalhamento mais usual na prática é o b) da Figura 18, sendo um dos mais eficientes. Para evitar fissuras na parte inferior do bloco é acrescentada uma armadura inferior em malha.

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.

8.3.1 Na Direção das Diagonais

A Figura 18-a e Figura 19 mostram esta forma de detalhamento da armadura principal. O esforço de tração na direção das diagonais é:

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

A área de armadura, na direção de cada diagonal:

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

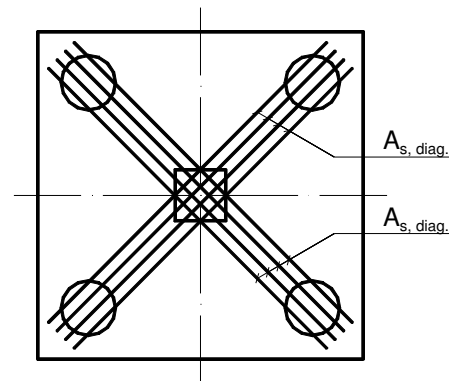


Figura 19 – Armadura principal nas direções diagonais no bloco sobre quatro estacas.

Outras armaduras adicionais são usuais, como armadura de pele (A_{sp}).

8.3.2 Na Direção das Diagonais e Paralela aos Lados

As Figura 18-c e Figura 20 mostram esta forma de detalhamento da armadura principal. Sendo 45° o ângulo entre as diagonais e os lados, resulta:

$$R'_s = \frac{R_s}{\sqrt{2}} = \frac{N}{16} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

A armadura paralela à cada lado é:

$$A_{s, lado} = \frac{k N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) \quad , \text{ com: } \frac{1}{2} \leq k \leq \frac{2}{3}$$

Armadura na direção de cada diagonal:

$$A_{s, diag} = \frac{(1 - k) N_d \sqrt{2}}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p)$$

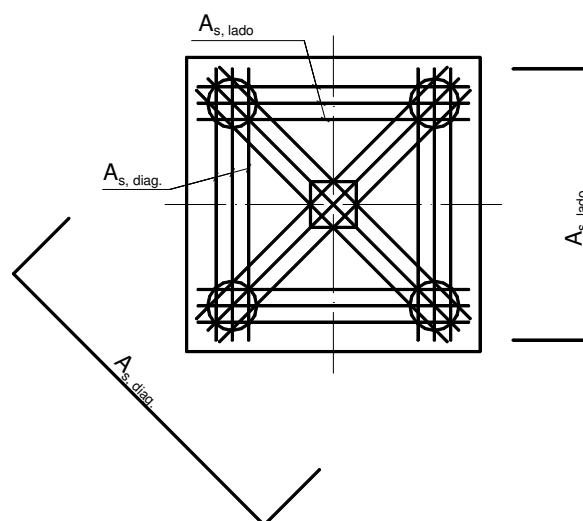


Figura 20 – Bloco sobre quatro estacas com armadura principal disposta nos lados e nas diagonais.

8.3.3 Paralela aos Lados e em Malha

O detalhamento da armadura principal paralela aos lados, e com adição de armadura em malha, é o mais usual na prática, como indicado na Figura 21. A força de tração paralela aos lados é R'_s , e a armadura paralela à cada lado é:

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

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

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

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{6f_{yd}}$$

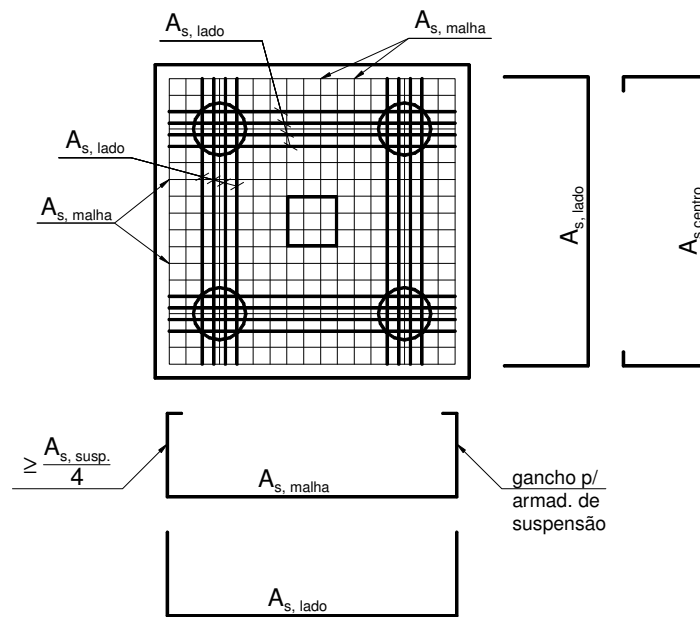


Figura 21 – Armadura em malha no bloco sobre quatro estacas.

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.

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

Recomenda-se acrescentar uma armadura negativa em malha, na face superior do bloco.

9. BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS (Método das Bielas – Blévyot)

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 $\frac{4}{5}N$:

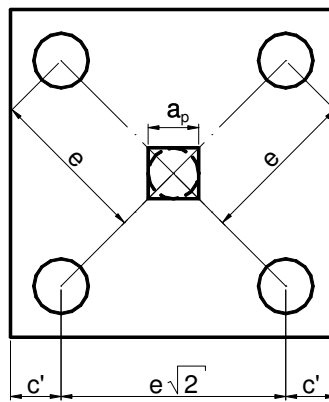


Figura 22 – Bloco sobre cinco estacas com uma estaca no centro.

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

9.1.1 Altura Útil

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

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

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

9.1.2 Verificação das Bielas

Tensão junto ao pilar e à estaca:

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

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{5A_e \sin^2 \alpha}$$

Tensão limite junto ao pilar e à estaca:

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

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

Condição de segurança:

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

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

9.1.3 Armadura Principal

Nas expressões para os blocos sobre quatro estacas, N_d deve ser substituído por $\frac{4}{5}N_d$, sendo os detalhamentos análogos. Apresenta-se apenas o caso do detalhamento mais usual.

9.1.3.1 Armadura Principal Paralela aos Lados e em Malha

A armadura paralela à cada lado é:

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

Armadura de distribuição em malha, em cada direção:

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

Armadura de suspensão total:

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

O detalhamento é idêntico àquele mostrado para o bloco sobre quatro estacas, para o detalhamento “Armaduras Paralelas aos Lados e em Malha”. A armadura de pele também deve ser colocada.

9.2 Pilares Muito Retangulares

Para esses pilares pode ser projetado um bloco retangular (Figura 23). São tratados como os blocos sobre quatro estacas, devendo as fórmulas serem adaptadas em função das distâncias diferentes entre as estacas.

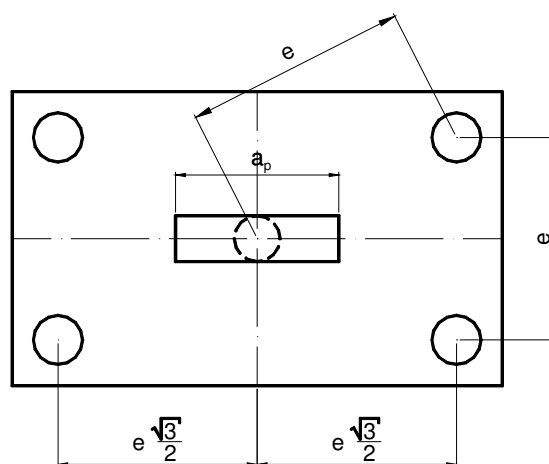


Figura 23 – Bloco retangular sobre cinco estacas para pilar alongado.

Como opção, existe a possibilidade de fazer uma linha com três estacas e outra com duas estacas (Figura 24). O cálculo do bloco é semelhante ao dos blocos com mais de seis estacas.

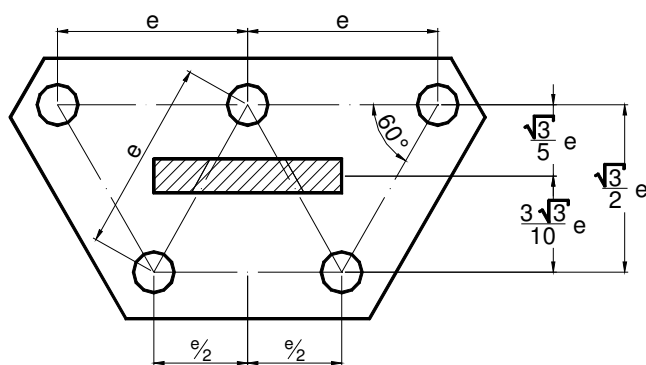


Figura 24 – Outro arranjo no posicionamento das cinco estacas no bloco para pilar alongado.

9.3 Bloco em Forma de Pentágono

As estacas posicionam-se nos vértices de um pentágono (Figura 25). O centro do pilar quadrado coincide com o centro geométrico das estacas.

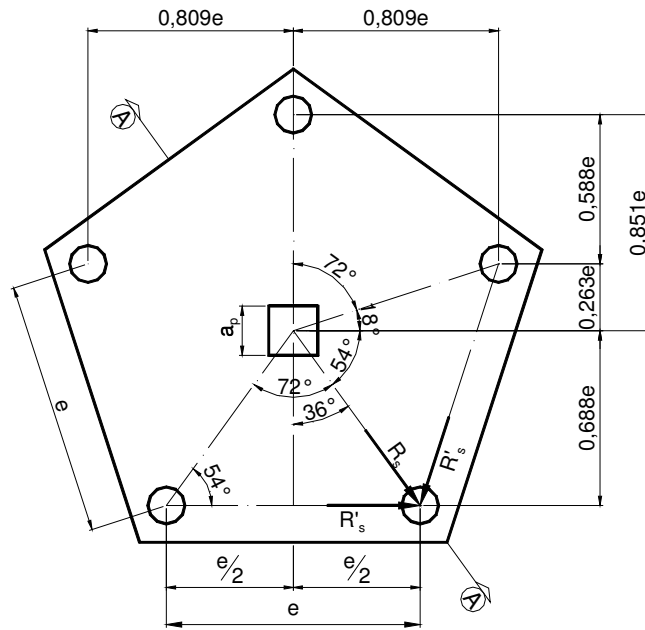


Figura 25 – Bloco sobre cinco estacas com forma em pentágono

Conforme o corte A, passando pelo centro do pilar e por uma das estacas (Figura 26):

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

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

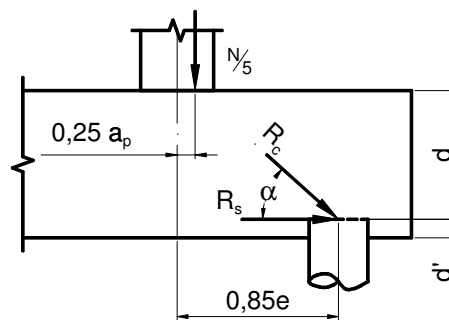


Figura 26 – Esquema de forças sobre uma estaca.

9.3.1 Altura Útil

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

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

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

9.3.2 Verificação das Bielas

Se **d** for adotado entre $d_{\text{mín}}$ e $d_{\text{máx}}$, 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 mais armadura em malha.

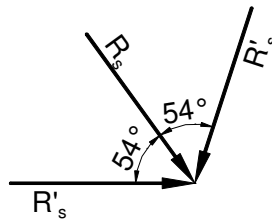


Figura 27 – Esquema de forças de tração sobre uma estaca.

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

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

$A_{s,\text{lado}}$ = armadura paralela aos lados (5x), sobre as estacas.

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

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

9.3.4 Armaduras Complementares

Armadura de suspensão total:

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

Armadura de pele (por face):

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

$A_{s,\text{tot}}$ = armadura principal total.

Recomenda-se acrescentar uma armadura superior negativa, em forma de malha.

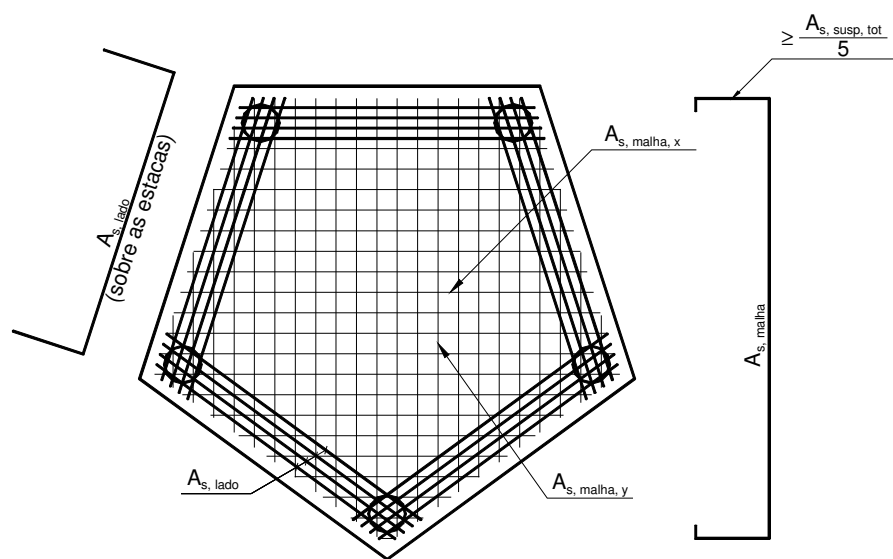


Figura 28 – Armaduras principais no bloco sobre cinco estacas.

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

As configurações mais comuns são: pentágono, hexágono e retangular (Figura 29). 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.

10.1 Bloco Retangular

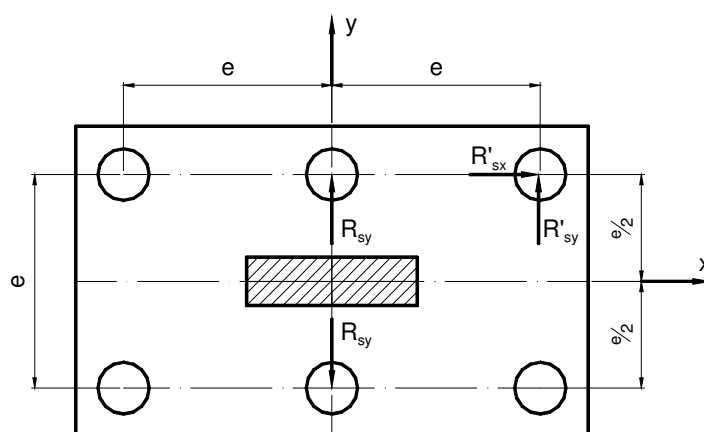


Figura 29 – Bloco retangular sobre seis estacas.

10.2 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:

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

10.2.1 Altura Útil

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

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

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

10.2.2 Verificação das Bielas

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

10.2.3 Armadura Principal

Entre os diferentes detalhamentos possíveis, será mostrado apenas o mais comum, que é aquele com barras paralelas aos lados mais uma malha. A força de tração R_s (Figura 30), decomposta na direção paralela aos lados, é:

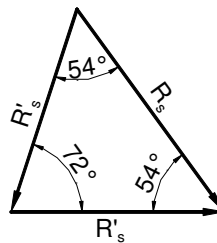


Figura 30 – Decomposição da força de tração na direção paralela aos lados.

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

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

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):

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp,tot}}{5}$$

Armadura de suspensão total:

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

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

10.3 Bloco em Forma de Hexágono

Neste caso, as estacas são posicionadas junto aos vértices do hexágono (Figura 31). 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:

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

10.3.1 Altura Útil

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

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

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

10.3.2 Verificação das Bielas

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

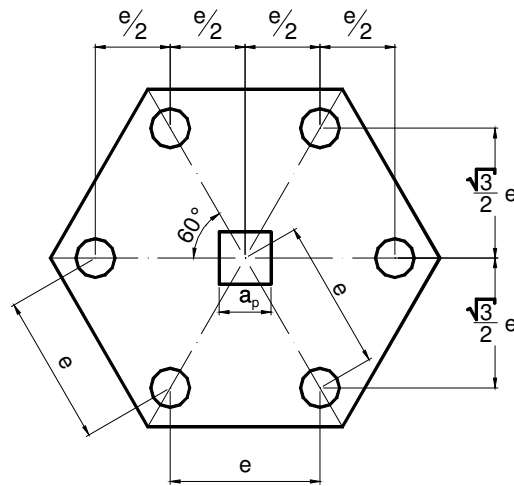


Figura 31 – Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.

10.3.3 Armadura Principal

10.3.3.1 Armadura Paralela aos Lados e em Malha (Figura 32)

Este tipo de detalhamento, comparativamente a outros, é econômico e apresenta menor fissuração.

Aplicando a lei dos senos:

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

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

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:

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

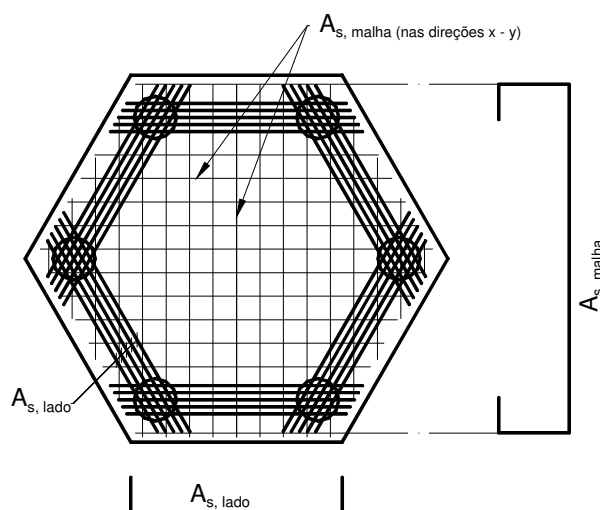


Figura 32 – Armadura principal no bloco sobre seis estacas.

A armadura de suspensão pode ser suposta desnecessária neste caso. A armadura de pele, horizontal nas faces, deve ser prevista. Recomenda-se também colocar uma armadura negativa em malha, próxima à borda superior do bloco.

10.3.3.2 Armadura na Direção das Diagonais e com Cintas Paralelas aos Lados (Figura 33)

$$A_{s,cinta} = \frac{k \cdot N_d}{6d f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right) \quad \text{com: } \frac{2}{5} \leq k \leq \frac{3}{5}$$

$$A_{s,diag} = \frac{(1-k)N_d}{6d f_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right)$$

A armadura de suspensão ($A_{s,susp}$) é desnecessária.

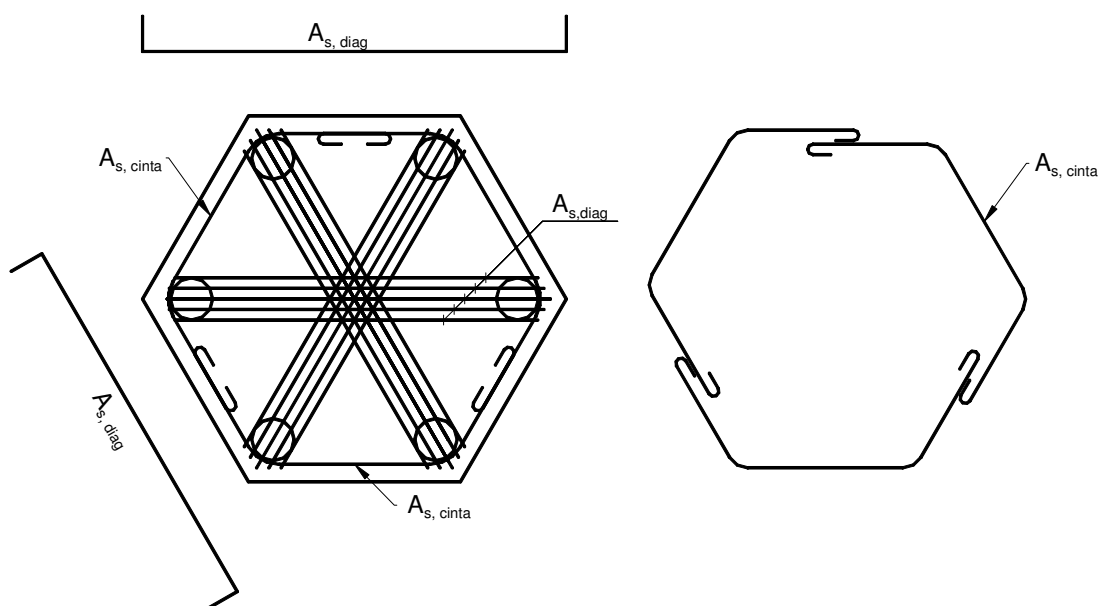


Figura 33 – Armadura principal na direção das diagonais no bloco sobre seis estacas.

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 $45 \leq \alpha \leq 55^\circ$, 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, podem ser calculadas como:

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

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

O detalhamento dessas armaduras é idêntico ao mostrado para o bloco sobre seis estacas, como mostrado na Figura 33.

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

$$d \geq l_{b,\phi_{pil}}$$

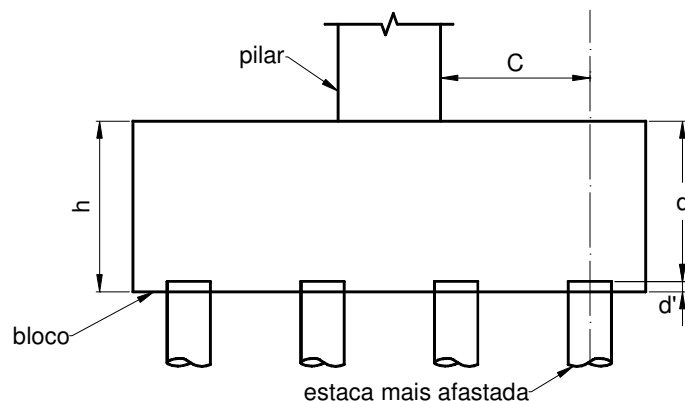


Figura 34 – Notação aplicada ao bloco.

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 35), em cada direção, posicionada internamente ao pilar e distante $0,15a_p$ (ou $0,15b_p$) da face do pilar.

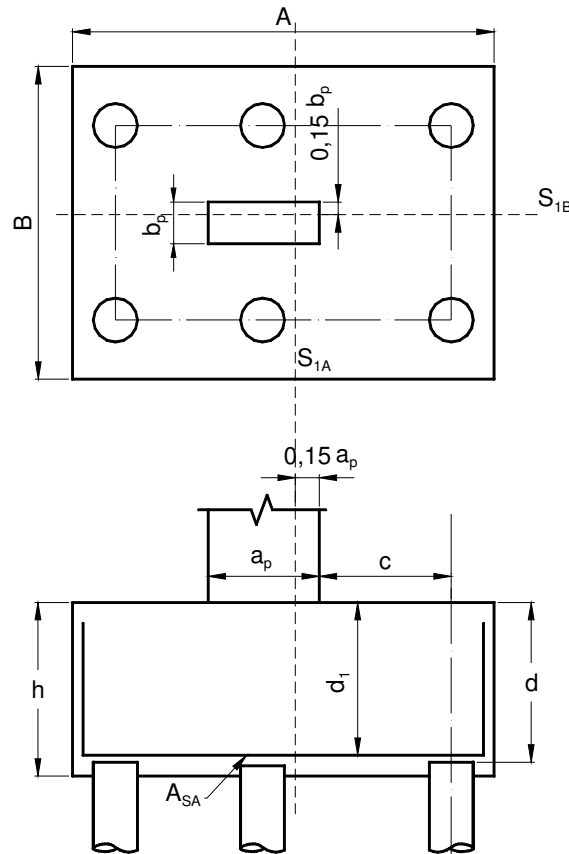


Figura 35 – Seção de referência S_1 .

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

d_1 = altura útil medida na face do pilar.

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 na seção S_1 .

A armadura calculada é perpendicular à seção de referência S_1 , e:

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

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

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

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

$$A_{sB} \geq \frac{1}{5} A_{sA} \quad \text{para } A_{sA} > A_{sB}$$

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, podem ter partes concentradas em faixas sobre as estacas, e o restante ser distribuída uniformemente entre as estacas.

12.3 Forças Cortantes

A verificação à força cortante é feita nas seções de referência S_2 (Figura 36), 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.

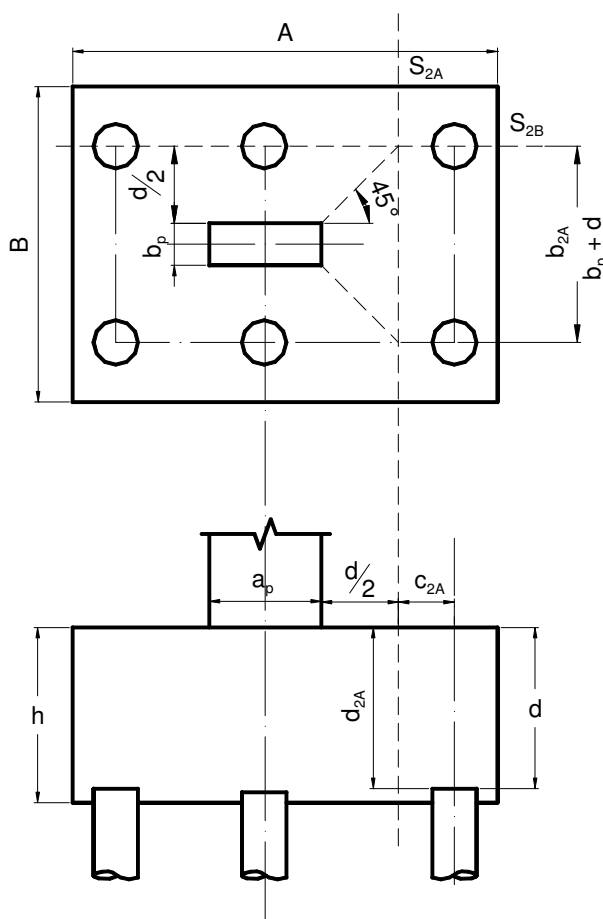


Figura 36 – Seções de referência S_2 .

c_2 = distância entre a seção S_2 e a estaca mais afastada.

Na direção B (S_{2B}):

$$b_{2B} = a_p + d$$

$$d_2 \leq 1,5c_2$$

onde d_2 é a altura útil do bloco na seção S_2 , geralmente igual a d .

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 37).

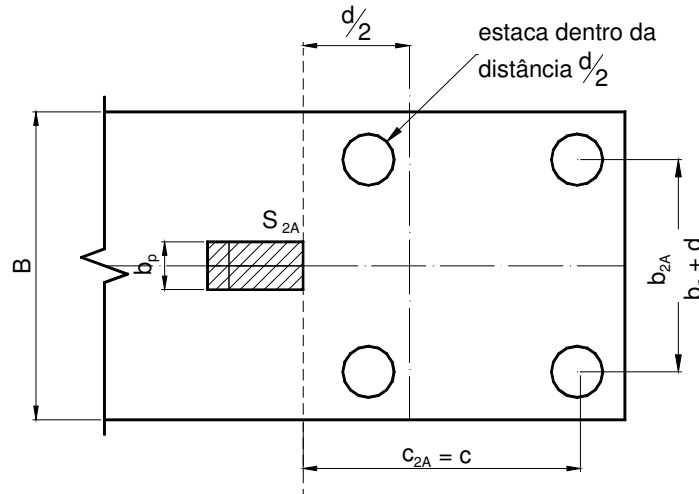


Figura 37 – Seção de referência S_2 quando estacas encontram-se dentro da distância $d/2$.

12.4 Força Cortante Limite

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

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

com: f_{ck} em kN/cm^2 ;
 $V_{d,lim}$ em kN ;
 b_2 e d_2 em cm ;

A força cortante de cálculo atuante deve ser menor que a força cortante limite:

$$V_d \leq V_{d,lim}$$

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.

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 38).

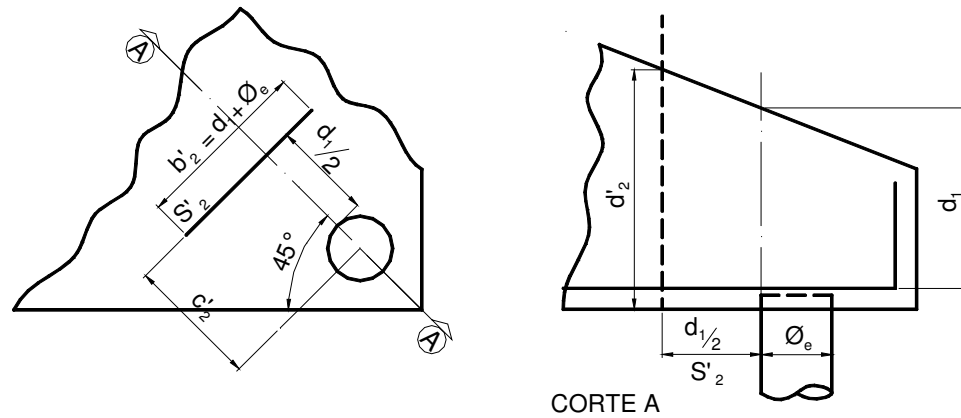


Figura 38 – Seção de referência S'_2 .

Se a altura do bloco for constante ($h = \text{cte}$), tem-se: $d_1 = d'_2 = d$

A reação R_d da estaca deve ser, no máximo, igual à reação limite:

$$R_{d,\text{lim}} = \frac{0,12}{\gamma_c} b'_2 d'_2 \sqrt{f_{ck}}$$

$$R_d \leq R_{d,\text{lim}}$$

com: f_{ck} em kN/cm^2 ;
 $R_{d,\text{lim}}$ 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 entre o pilar e uma das estacas, Figura 39. O momento fletor na seção de referência fornece a força de tração R_s (na direção da mediana) e desta surge a força de tração R'_s na direção de duas estacas (para cálculo da armadura paralela ao lado).

Momento fletor na seção de referência S_1 :

$$M_1 = R_i \cdot c_1$$

Força de tração R_s provocada por M_1 :

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

d_1 = altura útil em S_1 , geralmente igual a d .

Força R'_s paralela ao lado:

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

Armadura paralela ao lado:

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

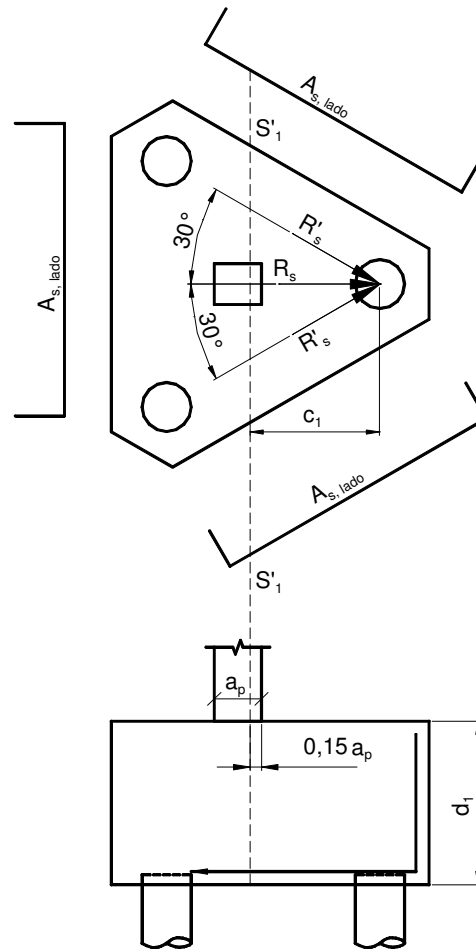


Figura 39 – Seção de referência S_1 para bloco sobre três estacas conforme do método do CEB-70.

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:

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

onde: 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:

$$S = n_e S_i$$

sendo: 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:

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

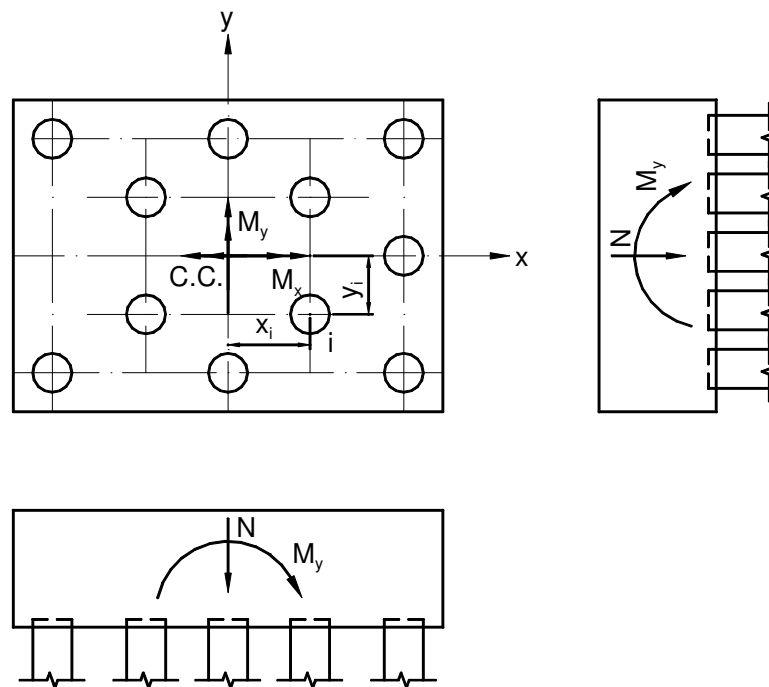


Figura 40 – Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.

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)

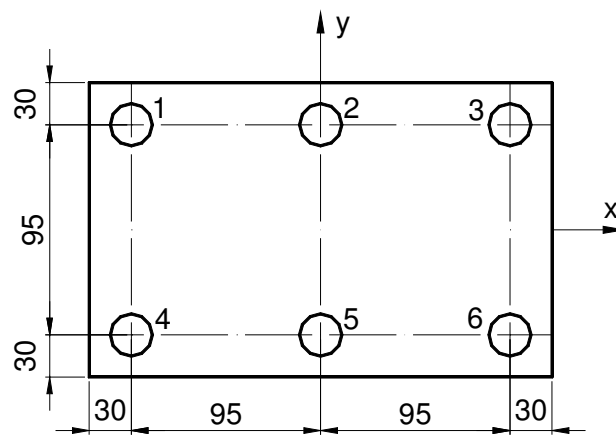


Figura 41 – Numeração das estacas e distâncias (cm).

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

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

$$\sum x_i^2 = \begin{matrix} (-95)^2 & + & 0^2 & + & 95^2 & + & (-95)^2 & + & 0^2 & + & 95^2 \\ (1) & (2) & (3) & (4) & (5) & (6) \end{matrix} = 36.100 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

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

14. EXEMPLOS NUMÉRICOS

14.1 Exemplo 1 - Bloco Sobre Quatro Estacas (Exemplo extraído do texto de Machado, 1979)

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: $\phi_e = 30 \text{ cm}$;

seção transversal do pilar: 20 x 75 cm;

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

carga vertical $N_k = 1.303 \text{ kN} = 130,3 \text{ tf}$;

momentos fletores nulos: $M_x = M_y = 0$;

concreto C20; aço CA-50,

cobrimento nominal: $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$;

coeficientes de segurança: $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$.

Resolução

a) Dimensões do bloco em planta (Figura 42)

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

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

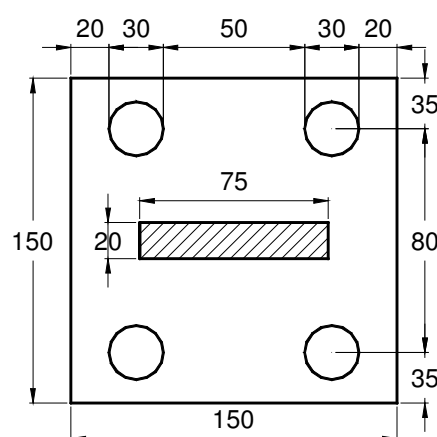


Figura 42 – Dimensões do bloco sobre quatro estacas.

b) Simplificação para pilar retangular

Lado do pilar quadrado de mesma área do pilar retangular:

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

c) Determinação da altura

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

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

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

adotado $d' = 6 \text{ cm}$.

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

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

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

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

Além disso, deve-se verificar se a altura útil é suficiente para garantir a ancoragem da armadura longitudinal vertical do pilar. Considerando os dados $\phi 16 \text{ mm}$, C20, com gancho e boa aderência, resulta o comprimento básico de ancoragem $\ell_{b,\phi,pil} = 49 \text{ cm}$, e:

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

Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido:

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

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:

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

Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 1303}{(38,73 \cdot 38,73) \text{ sen}^2 51,55} = 1,98 \text{ kN/cm}^2 = 19,8 \text{ MPa}$$

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

Tensão atuante junto à estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 1303}{4 \left(\frac{\pi \cdot 30^2}{4} \right) \sin^2 51,55} = 1,05 \text{ kN/cm}^2 = 10,5 \text{ MPa}$$

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

e) Cálculo das Armaduras

Será feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre as estacas, com mais uma armadura em malha, por ser um dos arranjos de armadura mais eficientes.

Armadura principal, considerando a atuação do peso próprio do bloco (g_{pp}), com $\gamma_{concr} = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$g_{pp} = 25 (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,6) = 33,8 \text{ kN}$$

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,4(1303 + 33,8)}{16 \cdot 54 \cdot \frac{50}{1,15}} (2 \cdot 80 - 38,73) = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,lado} = 6,04 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 16 \text{ mm} = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ ou } 5 \phi 12,5 \text{ mm} = 6,25 \text{ cm}^2) \\ \text{sobre as estacas}$$

Armadura em malha:

$$A_{s,malha} = 0,25 A_{s,lado} = 0,25 \cdot 6,04 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp}/\text{face}$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{1,4(1303 + 33,8)}{6 \cdot \frac{50}{1,15}} = 7,17 \text{ cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp}/\text{face} = \frac{7,17}{4} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{face}$$

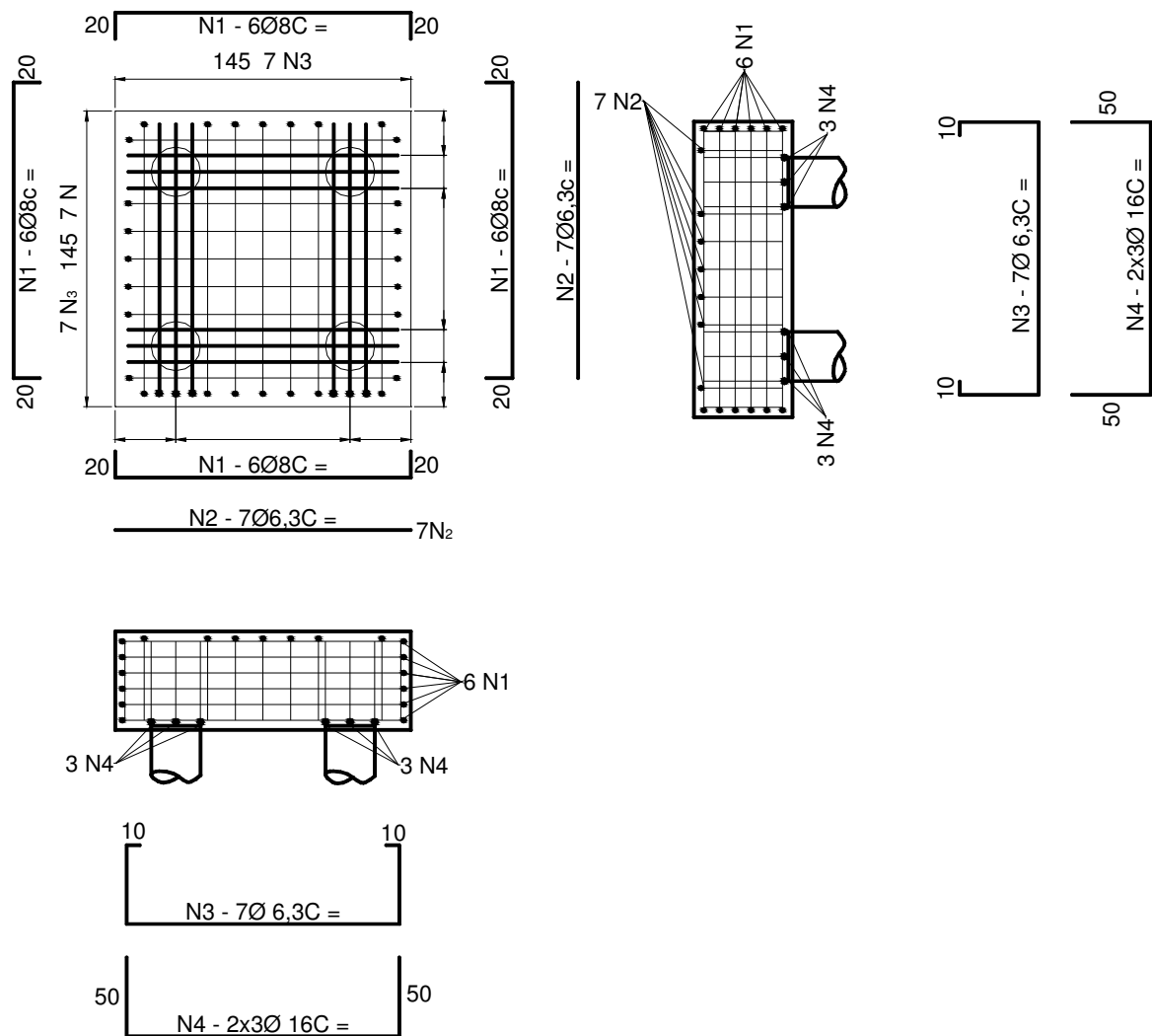
$$A_{s,malha} \geq 1,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada direção, } 7 \phi 6,3 \text{ mm} = 2,17 \text{ cm}^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot} = \frac{1}{8} (4 \cdot 6,04) = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$6 \phi 8 \text{ mm} = 3,00 \text{ cm}^2 \text{ por face} \rightarrow s \cong 10 \text{ cm}$$

Detalhamento (Figura 43):



14.2 Exemplo 2 - Bloco Sobre Duas Estacas (Exemplo extraído de texto de Machado, 1979)

Dimensionar e detalhar as armaduras de um bloco para pilar com seção transversal 20 x 30 cm, com as mesmas estacas do exemplo anterior. Dados: $c_{nom} = 3,0$ cm; concreto C20; $A_{s,pil} = 28,65$ cm² (10 ϕ 20 mm = 31,50 cm²); $\phi_e = 30$ cm; $R_{e,nom} = 40$ tf (400 kN). Os momentos fletores solicitantes no pilar estão indicados na Figura 44.

Resolução

$$N_k = 71,68 \text{ tf} = 716,8 \text{ kN}$$

$$M_x = 0,45 \text{ tf}\cdot\text{m} = 45 \text{ tf}\cdot\text{cm} = 450 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_y = 0,44 \text{ tf}\cdot\text{m} = 44 \text{ tf}\cdot\text{cm} = 440 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

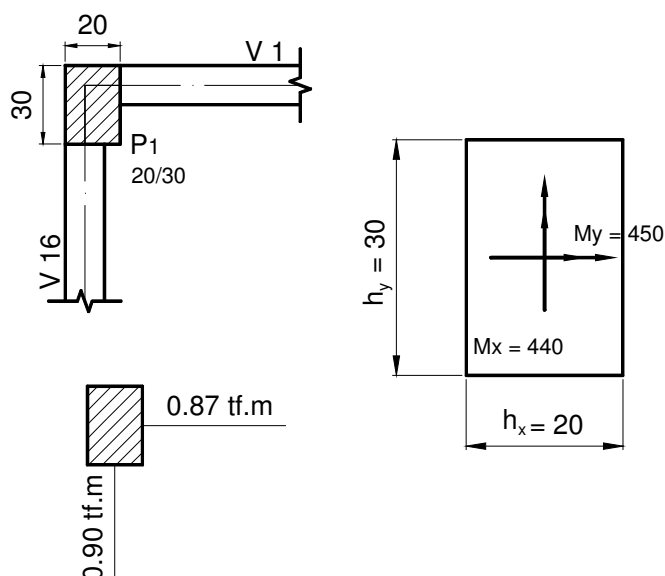


Figura 44 – Momentos fletores solicitantes no pilar, oriundos das vigas do pavimento tipo.

O pilar é “de canto”, de um edifício de oito pavimentos tipo (Figura 45). O pilar faz parte de um pórtico indeslocável, isto é, é um pilar contraventado.

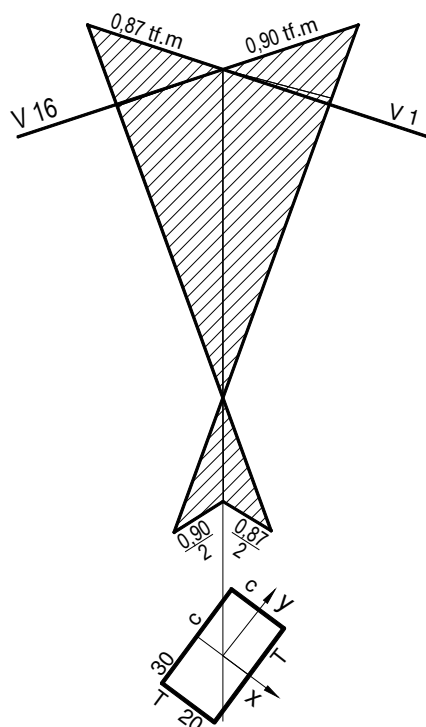


Figura 45 – Diagramas dos momentos fletores atuantes no pilar.

Nota: os momentos fletores são pequenos e poderiam ser desprezados.

a) Dimensões do bloco em planta

Em função da capacidade da estaca e dos esforços solicitantes no pilar, o bloco terá duas estacas, na direção do eixo x do pilar. O momento fletor M_y será absorvido ou resistido por uma viga transversal, para travamento do bloco na direção y (Figura 46).

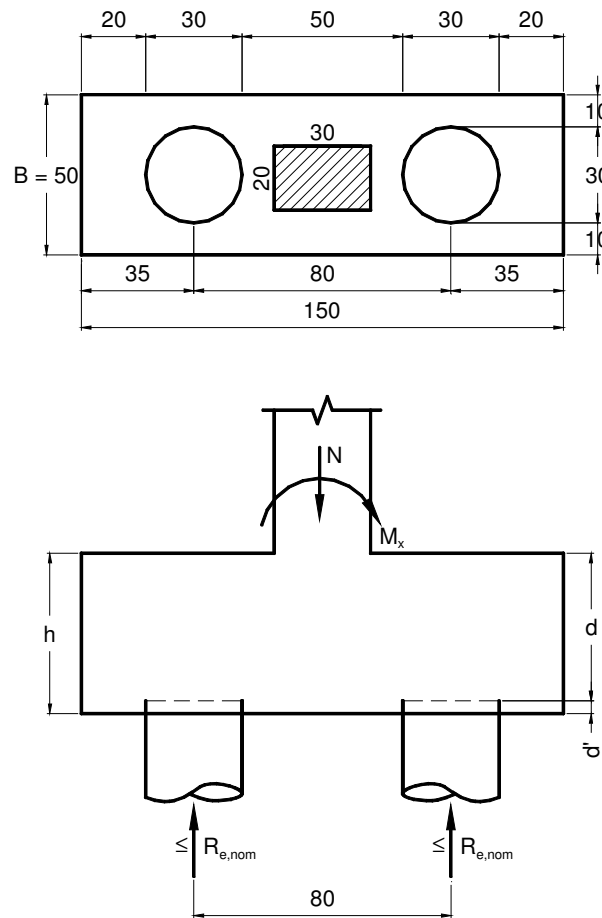


Figura 46 – Dimensões (cm) do bloco sobre duas estacas.

O momento fletor atuante aumenta a carga na estaca do lado direito conforme o desenho mostrado na Figura 46:

$$R_{e,máx} = 1,02 \frac{N_k}{2} + \frac{M_x}{e} = 1,02 \frac{716,8}{2} + \frac{450}{80} = 371,2 \text{ kN} < R_{e,nom} = 400 \text{ kN}$$

Notas: a) 1,02 supõe o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco;
b) 80 cm é o braço de alavanca do momento M_x aplicado nas estacas.

Considerando a favor da segurança a maior carga nas estacas, a força normal sobre o bloco passa a ser:

$$N_k = 371,2 \cdot 2 = 742,4 \text{ kN}$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,4 \cdot 742,4 = 1.039,4 \text{ kN}$$

b) Altura do bloco

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

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

$$\text{Adotado } h = 50 \text{ cm} \rightarrow d = h - d' = 50 - 6 = 44 \text{ cm (d' } \rightarrow \text{ calculado no Exemplo 1)}$$

$$d_{\min} = 32,5 \text{ cm} < d = 44 \text{ cm} < d_{\max} = 46,2 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

Verificação da ancoragem da armadura longitudinal do pilar no bloco: considerando concreto C20, $\phi_{\text{pil}} = 20 \text{ mm}$, boa aderência e com gancho, o comprimento de ancoragem básico (ℓ_b) resulta 61 cm e:

$$d = 44 \text{ cm} < \ell_{b,\phi,\text{pil}} = 61 \text{ cm} \rightarrow \text{não ok!}$$

Soluções: aumentar a altura do bloco, de tal forma a atender a necessidade de ancoragem da armadura do pilar; diminuir o comprimento de ancoragem básico da armadura do pilar, o que se pode conseguir de algumas maneiras, como com o aumento da armadura ancorada do pilar no bloco; fazer um “colarinho”, que é um alargamento da seção do pilar sobre o bloco, de modo a aumentar a altura para a ancoragem da armadura do pilar; etc.

O “colarinho” será feito com seção 30 x 40 cm e altura $\frac{30+40}{2} = 35 \text{ cm}$ (Figura 47). O bloco terá o nível superior rebaixado em 15 cm, ficando sua face superior 45 cm abaixo do nível do piso.

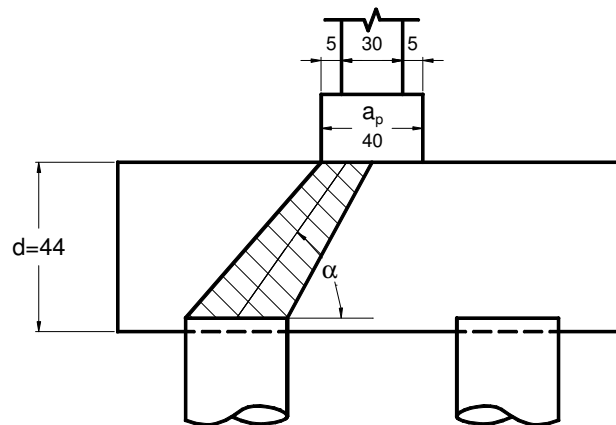


Figura 47 – “Colarinho” no bloco sobre duas estacas.

Considerando o colarinho o ângulo α é:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{44}{\frac{80}{2} - \frac{40}{4}} = 1,467 \rightarrow \alpha = 55,71^\circ \cong \alpha_{\max} = 55^\circ \rightarrow \text{ok!}$$

c) Verificação das bielas

Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4K_R f_{cd} = 1,4 \cdot 0,95 \frac{2,0}{1,4} = 1,9 \text{ kN/cm}^2 = 19 \text{ MPa}$$

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

Tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1.039,4}{2 \left(\frac{\pi \cdot 30^2}{4} \right) \sin^2 55,71} = 1,077 \text{ kN/cm}^2 = 10,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = 10,77 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 19,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1.039,4}{(30 \cdot 40) \sin^2 55,71} = 1,269 \text{ kN/cm}^2 = 12,69 \text{ MPa}$$

onde 30 x 40 cm é a seção do colarinho.

$$\sigma_{cd,b,pil} = 12,69 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 19,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

d) Armaduras

Armadura principal:

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,15 \cdot 1.039,4}{8 \cdot 44 \frac{50}{1,15}} (2 \cdot 80 - 40) = 9,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,37 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 16 \text{ mm} = 10,00 \text{ cm}^2)$$

Armadura de pele e estribos verticais por face:

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

$$\phi 8 \text{ mm c/ } 13 \text{ cm (estribos verticais e horizontais)}$$

e) Detalhamento (Figura 48)

Notas:

- a) o colarinho deve ter os estribos horizontais determinados segundo a teoria do fendilhamento;
- b) barras verticais adicionais de reforço são colocadas próximas às faces do colarinho.

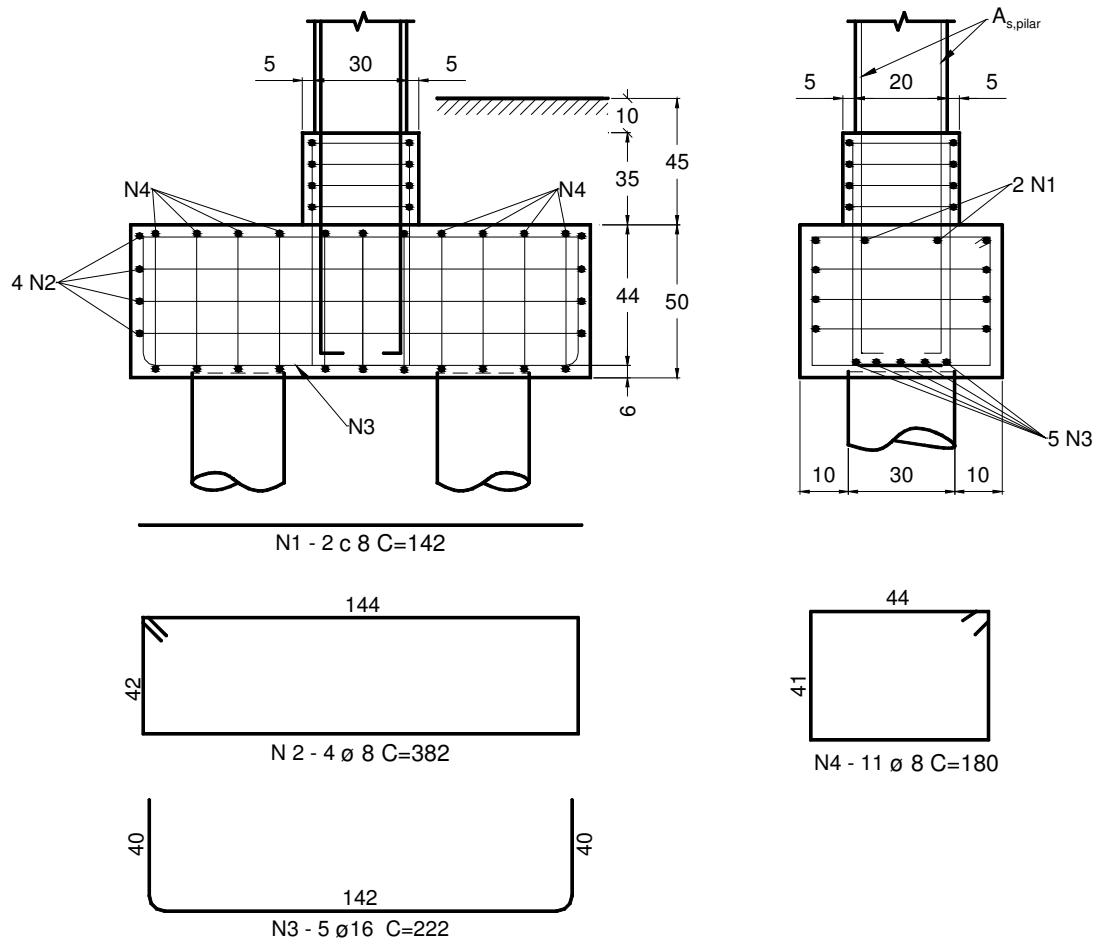


Figura 48 – Detalhamento final das armaduras no bloco sobre duas estacas.

14.3 Exemplo 3 - Bloco Sobre Três Estacas

Para um bloco assentado sobre três fustes de tubulão (Figura 49), dimensionar e detalhar as armaduras, sendo conhecidos:

diâmetro do fuste: $\phi_f = 70 \text{ cm}$;

seção transversal do pilar: 60 x 60 cm;

diâmetro da armadura vertical do pilar: $\phi_{l,pil} = 25 \text{ mm}$;

carga vertical do pilar $N_k = 5.000 \text{ kN}$;

concreto C25; aço CA-50,

cobrimento nominal: $c_{nom} = 4,0 \text{ cm}$;

coeficientes de segurança: $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$.

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

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

Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} = \frac{148}{250 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 60} = 1,1715 \rightarrow \alpha = 49,5^\circ$$

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:

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

Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 5.000}{(60 \cdot 60) \sin^2 49,5} = 2,07 \text{ kN/cm}^2 = 20,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = 20,7 \text{ MPa} < \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 29,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

Tensão atuante junto à estaca:

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 5.000}{3 \left(\frac{\pi \cdot 70^2}{4} \right) \sin^2 49,5} = 0,646 \text{ kN/cm}^2 = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = 6,46 \text{ MPa} < \sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = 29,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

a3) Cálculo das Armaduras

Será feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre os fustes, com mais uma armadura em malha.

Estimando o peso próprio do bloco como 350 kN, e com $\gamma_f = 1,4$, a força vertical de cálculo é:

$$N_d = 1,4 (5.000 + 350) = 7.490 \text{ kN}$$

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) = \frac{\sqrt{3} \cdot 7.490}{27 \cdot 148 \frac{50}{1,15}} (250 \sqrt{3} - 0,9 \cdot 60) = 28,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{lado}} = 28,30 \text{ cm}^2 \quad (9 \phi 20 \text{ mm} = 28,35 \text{ cm}^2 - \text{paralelas aos lados do bloco})$$

Armadura em malha:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,2 A_{s,\text{lado}} = 0,2 \cdot 28,30 = 5,66 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada direção, x - y})$$

Para bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão total é:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{4,5f_{yd}} = \frac{7.490}{4,5 \frac{50}{1,15}} = 38,28 \text{ cm}^2$$

A armadura de suspensão por face do bloco é:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} = \frac{38,28}{3} = 12,76 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \rightarrow A_{s,malha} \geq 12,76 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada direção, } 10 \phi 12,5 \text{ mm} = 12,50 \text{ cm}^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \quad ; \quad A_{s,total} = 3A_{s,lado}$$

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} (3 \cdot 28,30) = 10,61 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$(13 \phi 10 \text{ mm} = 10,40 \text{ cm}^2 \text{ por face} \rightarrow s \cong 11 \text{ cm})$$

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

b) Resolução segundo o método do CEB-70

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 da estaca mais afastada (c), e maior que 2/3 de c.

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

Com base nas medidas apresentadas na Figura 49, a distância c é:

$$c = 144,3 - 30 = 114,3 \text{ cm}, \quad \text{como indicado na Figura 50.}$$

Verificação:

$$\frac{2}{3}114,3 \leq h \leq 2 \cdot 114,3$$

$$76,2 \text{ cm} < h = 160 \text{ cm} < 228,6 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

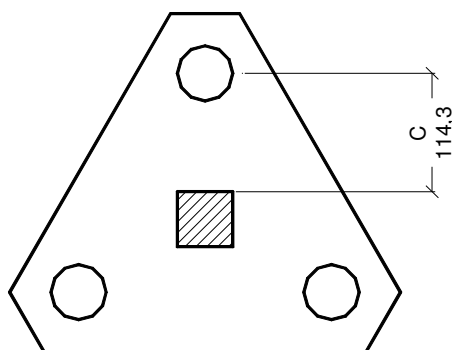


Figura 50 – Distância da face do pilar ao centro do fuste mais afastado.

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

A armadura pode ser calculada apenas para o momento fletor máximo, que é aquele relativo ao fuste mais afastado do centro do pilar (fuste 1 - Figura 51), com a seção de referência S_1 indicada na Figura 35. Esta armadura é adotada para os outros dois fustes.

A distância c_1 é o braço de alavanca relativo à seção S_1 :

$$c_1 = 144,3 - 30 + 0,15 \cdot 60 = 123,3 \text{ cm}$$

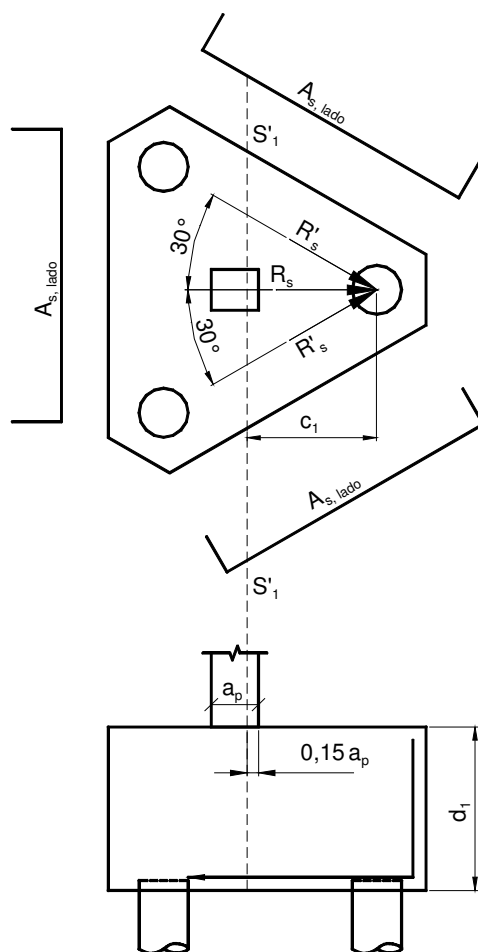


Figura 51 – Seção de referência S_1 relativa ao fuste 1.

Carga nos fustes, acrescentando o peso próprio do bloco ($\cong 350$ kN) à carga do pilar:

$$N = 5.000 + 350 = 5.350 \text{ kN}$$

$$R = \frac{N}{3} = \frac{5.350}{3} = 1.783,3 \text{ kN}$$

Momento fletor na seção de referência S_1 :

$$M_1 = R \cdot c_1 = 1.783,3 \cdot 123,3 = 219.885 \text{ kN.cm}$$

Força de tração R_s provocada por M_1 :

$$R_s = \frac{M_1}{0,8d_1} = \frac{219.885}{0,8 \cdot 148} = 1.857,1 \text{ kN}$$

com d_1 = altura útil em S_1 ($d_1 = d = 148$ cm).

Força R'_s paralela ao lado:

$$R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3} = 1.857,1 \frac{\sqrt{3}}{3} = 1.072,2 \text{ kN}$$

Força de cálculo com $\gamma_f = 1,4$:

$$R'_{sd} = 1,4 \cdot 1.072,2 = 1.501,1 \text{ kN}$$

Armadura paralela ao lado:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{1.501,1}{\frac{50}{1,15}} = 34,53 \text{ cm}^2$$

Observa-se que, neste exemplo, a armadura resultou maior que a determinada segundo o Método das Bielas, de $28,30 \text{ cm}^2$. A armadura $A_{s,\text{lado}}$ deve ser disposta na direção dos eixos dos três fustes sob o bloco, como mostrado no detalhamento final.

b3) Verificação da força cortante

A verificação à força cortante é feita nas seções de referência S_2 , como indicado na Figura 36, perpendiculares à seção de apoio do bloco e posicionadas externamente ao pilar, distantes $d/2$ da face do pilar, na direção considerada.

No caso de bloco sobre três estacas, dispostas segundo os vértices de um triângulo equilátero, é suficiente fazer a verificação da força cortante devida à estaca mais afastada do centro do pilar, no caso deste exemplo, o fuste superior no desenho apresentado na Figura 49 (fuste 1).

A seção a ser verificada fica em uma distância $d_1/2$ da face do fuste. Sua largura b'_2 é d_1 acrescida da largura (ou diâmetro), e sua altura d'_2 é a altura útil efetiva da seção S'_2 (Figura 52).

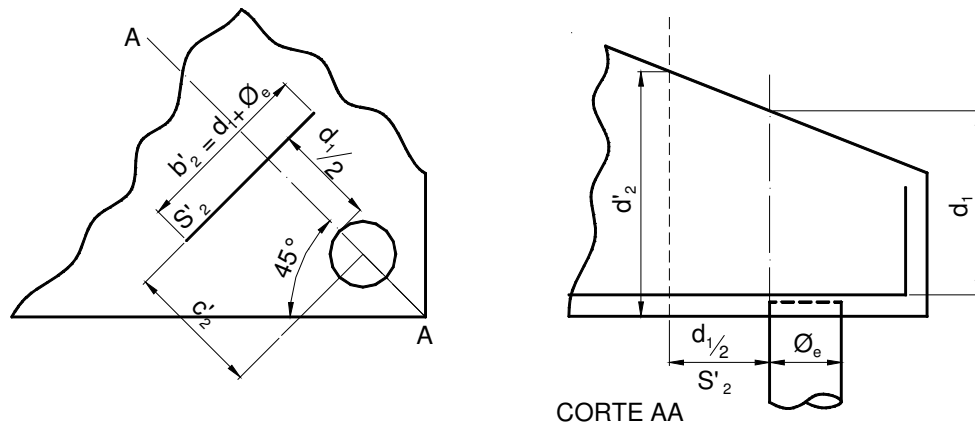


Figura 52 – Seção de referência S'_2 .

Como a altura h do bloco é constante, tem-se:

$$d_1 = d'_2 = d = 148 \text{ cm}$$

A reação R_d da estaca deve ser, no máximo, igual à reação limite:

$$R_{d,\text{lim}} = \frac{0,12}{\gamma_c} b'_2 d'_2 \sqrt{f_{ck}}$$

$$c'_2 = \frac{d_1}{2} + \frac{\phi_f}{2} = \frac{148}{2} + \frac{70}{2} = 109 \text{ cm}$$

$$d'_2 \leq 1,5c'_2 \rightarrow d'_2 = 148 \text{ cm} < 1,5 \cdot 109 < 163,5 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

$$b'_2 = d_1 + \phi_f = 148 + 70 = 218 \text{ cm}$$

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

Deve-se ter: $R_d \leq R_{d,\text{lim}}$, onde R_d a reação da estaca:

$$R_d = \frac{N_d}{3} = \frac{1,4 \cdot 5350}{3} = 2.496,7 \text{ kN} < R_{d,\text{lim}} = 4.372,6 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

Atividade de casa: estudar o exemplo e fazer o detalhamento das armaduras.

14.4 Exemplo 4 - Bloco Sobre Quatro Estacas (Exemplo extraído de Machado, 1979)

Dimensionar e detalhar as armaduras de um bloco sob um pilar conforme indicações da Figura 53. São conhecidos: concreto C25, $\phi_e = 40 \text{ cm}$ (estacas pré-moldadas: capacidade nominal = 700 kN), esforços solicitantes no pilar:

$$N_k = 2358,3 \text{ kN} \quad ; \quad M_x = 21,67 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad ; \quad M_y = 64,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resolução

a) Dimensões do bloco sobre quatro estacas (Figura 53)

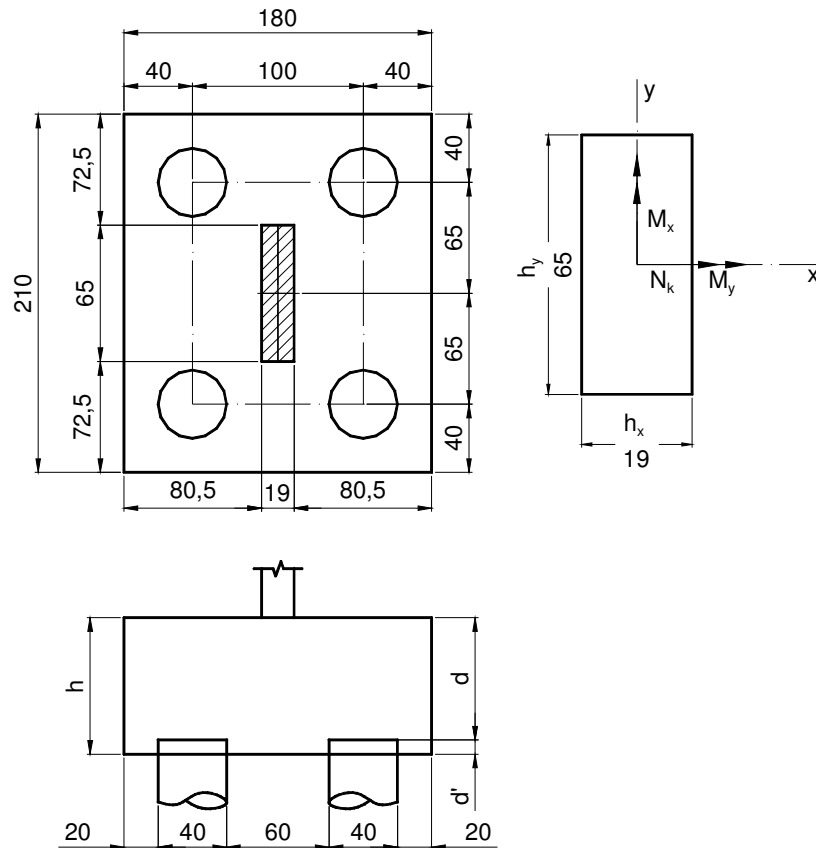


Figura 53 – Dimensões do bloco sobre quatro estacas.

b) Altura do bloco

As dimensões e distâncias entre as estacas estão indicadas na Figura 54.

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{\phi_{\text{est}}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 40 = 7,1 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow d' = 7 \text{ cm}$$

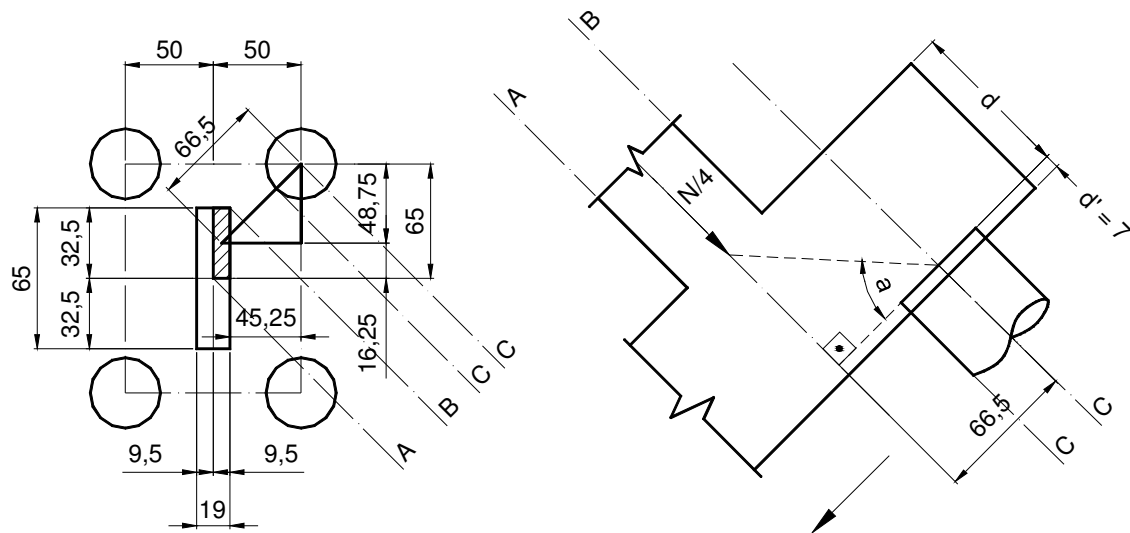


Figura 54 – Distâncias (cm) e esquema de forças no bloco sobre quatro estacas.

Conforme a Figura 54 observa-se que para $\alpha = 45^\circ$, a altura útil d resulta 66,5 cm, que corresponde a $d_{\min}$.

Adotando $h = 80$ resulta:

$$d = h - d' = 80 - 7 = 73 \text{ cm} > d_{\min}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{66,5} = \frac{73}{66,5} \rightarrow \alpha = 47,7^\circ < \alpha_{\max} = 55^\circ \rightarrow \text{ok!}$$

c) Reações (cargas) nas estacas

- peso próprio do bloco, com $\gamma_{\text{concr}} = 25 \text{ kN/m}^3 \rightarrow g_{\text{pp}} = 25(2,1 \cdot 1,8 \cdot 0,8) = 75,6 \text{ kN}$

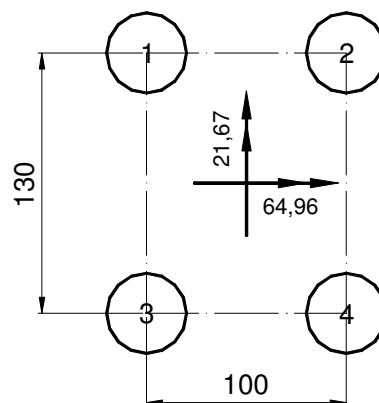


Figura 55 – Momentos flettores atuantes no bloco.

Carga vertical total sobre as estacas:

$$N_k + 75,6 = 2.358,3 + 75,6 = 2.433,9 \text{ kN}$$

Carga sobre cada uma das quatro estacas:

$$R_{\text{est}} = \frac{2.433,9}{4} = 608,5 \text{ kN}$$

Cargas ou alívios nas estacas devido aos momentos fletores (Figura 55):

$$R_1 = 608,5 - \frac{64,96}{1,30} \cdot \frac{1}{2} - \frac{21,67}{1,00} \cdot \frac{1}{2} = 572,7 \text{ kN}$$

$$R_2 = 608,5 - \frac{64,96}{1,30} \cdot \frac{1}{2} + \frac{21,67}{1,00} \cdot \frac{1}{2} = 594,4 \text{ kN}$$

$$R_3 = 608,5 + \frac{64,96}{1,30} \cdot \frac{1}{2} - \frac{21,67}{1,00} \cdot \frac{1}{2} = 622,6 \text{ kN}$$

$$R_4 = 608,5 + \frac{64,96}{1,30} \cdot \frac{1}{2} + \frac{21,67}{1,00} \cdot \frac{1}{2} = 644,3 \text{ kN}$$

$$R_{\text{máx}} = R_4 = 644,3 \text{ kN} < R_{\text{u,est}} = 700 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

d) Verificação das bielas

A verificação da tensão nas bielas será feita na estaca número 4, submetida à maior carga, de 644,3 kN. Com $\gamma_f = 1,4$, a tensão atuante junto ao pilar é:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 644,3}{(19 \cdot 65) \sin^2 47,7^\circ} = 1,34 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão limite:

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = \sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = 2,1 K_R \cdot f_{\text{cd}} = 2,1 \cdot 0,95 \frac{2,5}{1,4} = 3,56 \text{ kN/cm}^2 = 35,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = 13,4 \text{ MPa} < \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 35,6 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

A equação para cálculo da tensão atuante junto às estacas leva em consideração N_d total sobre o bloco com quatro estacas, e considerando N_d sobre apenas a estaca com maior carga, o fator 4 no denominador da equação deve ser suprimido, tal que:

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

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{N_d}{A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 644,3}{\left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4} \right) \sin^2 47,7^\circ} = 1,31 \text{ kN/cm}^2 = 13,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = 13,1 \text{ MPa} < \sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = 35,6 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok!}$$

e) Determinação das armaduras

A armadura principal será calculada paralela aos lados, segundo os eixos das estacas. A favor da segurança, considera-se apenas a estaca com maior carga (estaca 4 – $R_4 = 644,3$ kN - Figura 56). A força de tração R_s , na direção do eixo dessa estaca e o pilar, deve ser decomposta nas direções paralelas aos lados.

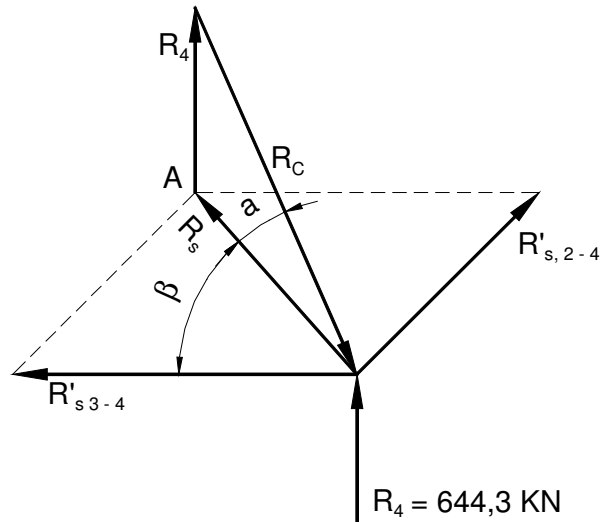


Figura 56 – Decomposição da força R_s nas direções paralelas aos lados.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R_4}{R_s}$$

$$R_s = \frac{R_4}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{644,3}{\operatorname{tg} 47,7^\circ} \rightarrow R_s = 586,3 \text{ kN}$$

Com as medidas apresentadas na Figura 54, o ângulo β pode ser determinado, conforme mostrado na Figura 57.

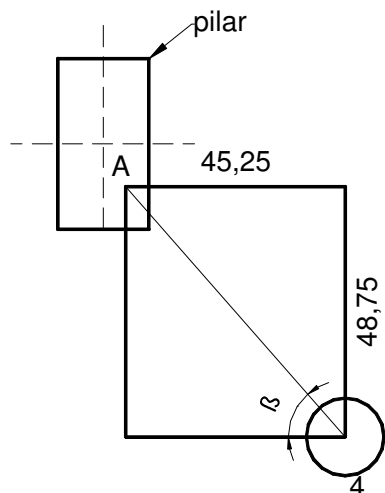


Figura 57 – Ângulo β .

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{48,75}{45,25} = 1,077 \rightarrow \beta = 47,13^\circ$$

As forças de tração segundo os eixos das estacas 2, 3 e 4 são:

$$R'_{s,2-4} = R_s \operatorname{sen} \beta = 586,3 \cdot \operatorname{sen} 47,13^\circ = 429,7 \text{ kN}$$

$$R'_{s,3-4} = R_s \cos \beta = 586,3 \cdot \cos 47,13^\circ = 398,9 \text{ kN}$$

As armaduras, com $\gamma_f = 1,4$, são:

$$A_{s,2-4} = \frac{1,4 R'_{s,2-4}}{f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 429,7}{\frac{50}{1,15}} = 13,84 \text{ cm}^2 \quad (7 \phi 16 \text{ mm} = 14,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,3-4} = \frac{1,4 R'_{s,3-4}}{f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 398,9}{\frac{50}{1,15}} = 12,84 \text{ cm}^2 \quad (7 \phi 16 \text{ mm} = 14,00 \text{ cm}^2)$$

portanto, a armadura segundo os lados do bloco será considerada $A_{s,lado} = 13,84 \text{ cm}^2$

Armadura em malha:

$$A_{s,malha} = 0,25 A_{s,lado} = 0,25 \cdot 13,84 = 3,46 \text{ cm}^2 \text{ em cada direção } (5 \phi 10 \text{ mm} = 4,00 \text{ cm}^2)$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6 f_{yd}}$$

Considerando N_d em função da carga na estaca 4, a carga vertical total de cálculo no bloco é:

$$N_d = 4 (1,4 \cdot 644,3) = 3.608,08 \text{ kN}$$

$$A_{s,susp,tot} = \frac{3.608,08}{6 \frac{50}{1,15}} = 13,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por face: } \frac{A_{s,susp}}{\text{face}} = \frac{13,84}{4} = 3,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,malha} = A_{s,susp}/\text{face} \rightarrow \text{ok!}$$

Armadura de pele:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot} = \frac{1}{8} (4 \cdot 13,84) = 6,92 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 12,5 \text{ mm} = 7,50 \text{ cm}^2)$$

Detalhamento semelhante ao do bloco sobre quatro estacas do Exemplo 1.

Atividade de casa: estudar o exemplo e fazer o detalhamento das armaduras.

15. EXERCÍCIOS PROPOSTOS

Para os exercícios, dimensionar os blocos, fazendo o cálculo e o detalhamento das armaduras.

- 1) Bloco sobre dois tubulões, considerando: concreto C20; pilar com seção 40/90, $N_k = 5.600 \text{ kN}$; $d_f = 80 \text{ cm}$; $\phi_{l,pil} = 20 \text{ mm}$.

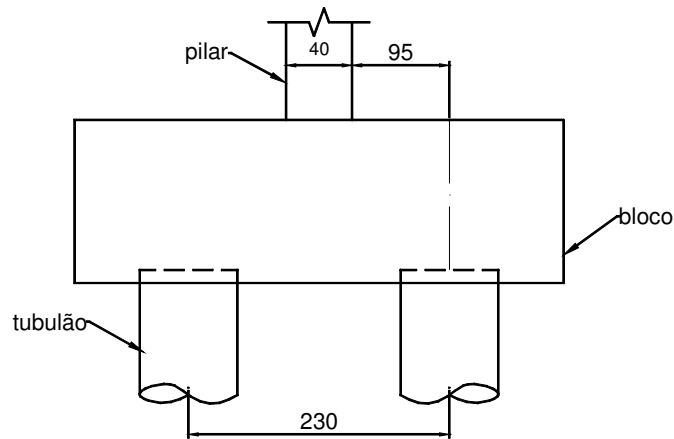


Figura 58 – Dimensões e distâncias (cm) a serem consideradas.

- 2) Fazer o pilar da questão anterior sobre um bloco de três tubulões. Resolver pelo “Método das bielas” e do CEB-70. Sugestão de dimensões no desenho.

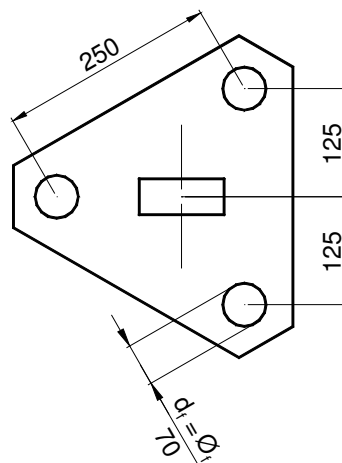


Figura 59 – Distâncias entre as estacas (cm).

- 3) Bloco de transição sobre tubulão. Dados: $d_f = \phi_f = 70 \text{ cm}$, $N_k = 450 \text{ kN}$; pilar de seção 20/40; $\phi_{l,pil} = 12,5 \text{ mm}$.
- 4) Bloco sobre seis estacas, moldadas “in loco”, com carga nominal de 300 kN. Dados: $N_k = 1.300 \text{ kN}$; $M = 100 \text{ kN}\cdot\text{m}$; C20; $\phi_l = 32 \text{ cm}$; seção do pilar: 30/50 cm; armadura do pilar: 18 ϕ 12,5 mm; $e = 95 \text{ cm}$ (verificar).

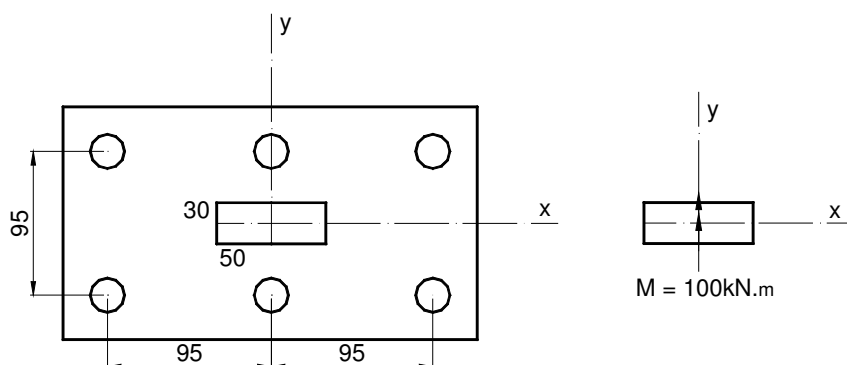


Figura 60 – Distâncias entre as estacas (cm).

5) Bloco sobre quatro estacas, quadrado em planta. Pilar 25/40; $N_k = 875$ kN; $A_{s,pil} = 10 \phi 12,5$ mm; $\phi_l = 32$ cm, moldada no local; $R_{nom, est} = 250$ kN; C20; Armaduras principais paralelas aos lados; $c = 4,5$ cm; $d' = 7,0$ cm.

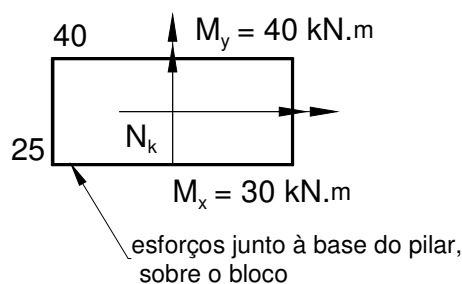


Figura 61 – Momentos fletores atuantes no pilar.

16. FUNDAÇÃO EM TUBULÃO

NBR 6122 (3.10): “Tubulão – elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) e ter ou não base alargada. Pode ser executado com ou sem revestimento, podendo este ser de aço ou de concreto. No caso de revestimento de aço (camisa metálica), este poderá ser perdido ou recuperado.”

NBR 6122 (3.8): “Fundação Profunda – Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.”

As fundações profundas são apresentadas no item 7 da NBR 6122. Os tubulões são descritos a partir do item 7.8.12, até o 7.8.20.

A NBR 6118 não trata do tubulão especificamente.

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.

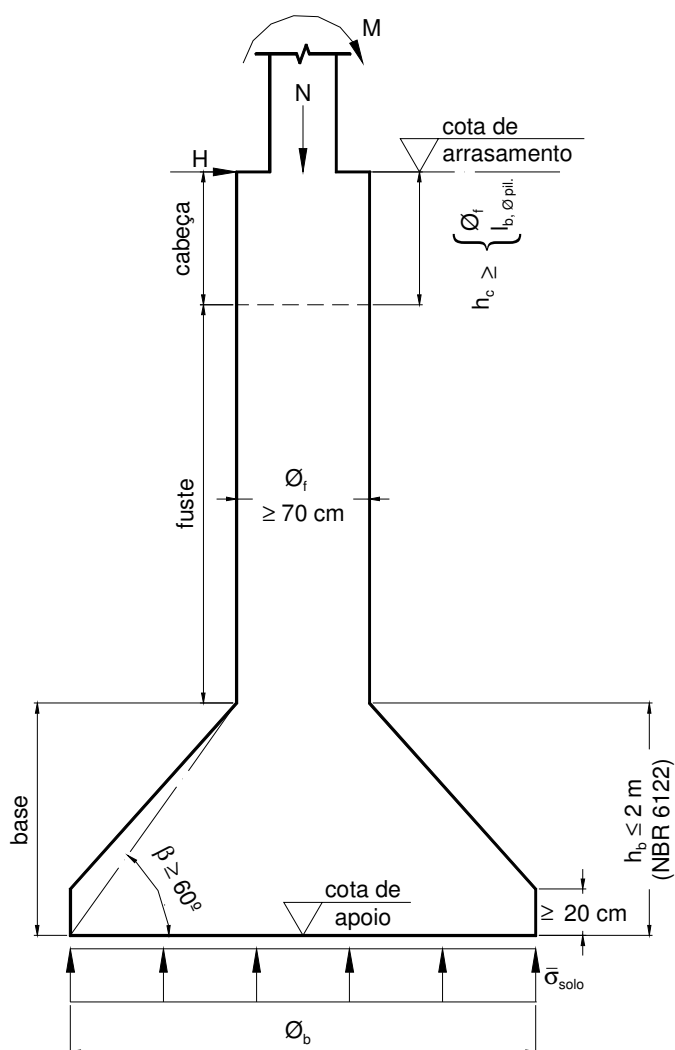


Figura 62 – Esquema de um tubulão.

Para $\beta \geq 60^\circ$ dispensa-se armadura na base (NBR 6122, 7.8.17.7).

A cabeça pode ser substituída por um bloco sobre o topo do fuste (bloco de transição - Figura 63).

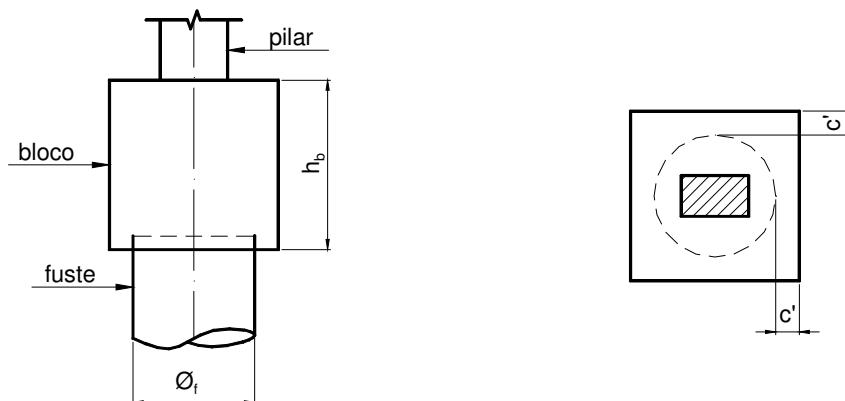


Figura 63 – Bloco no topo do fuste do tubulão.

$$h_b \geq \begin{cases} 1,5 \text{ a } 2\phi_f \\ \ell_{b,\phi_{pil}} \end{cases}$$

$$c' \geq 10 \text{ cm}$$

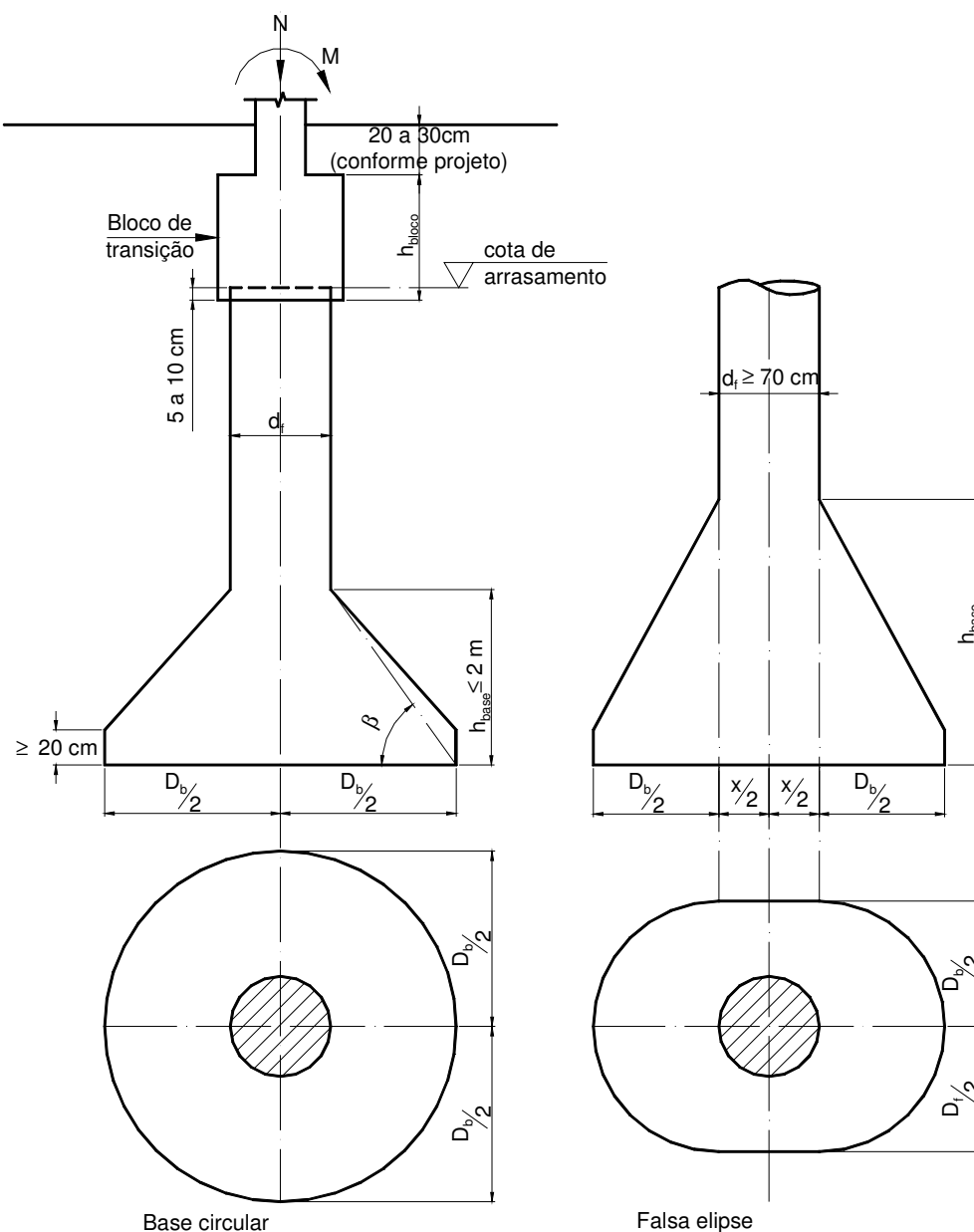


Figura 64 – Esquema e notações no tubulão.

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 (Concreto Armado).

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 explosão e em casos onde a ductilidade seja qualidade importante da estrutura.”

- Concreto $\geq$ C10;
- $\gamma_c = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68$;

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

- $\sigma_{cRd} = 0,85f_{cd}$ (compressão);

- $\sigma_{ctRd} = 0,85f_{ctd}$ (tração).

A NBR 6122 fornece:

- $\gamma_c = 1,5$ para tubulão com revestimento com camisa de aço (7.8.14.10);

- $\gamma_c = 1,6$ para tubulão sem revestimento (7.8.18.1).

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

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

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

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

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:

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

Número de barras: ≥ 6

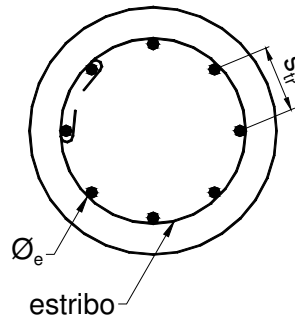


Figura 65 – Disposição do estribo no fuste do tubulão.

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

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

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:

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

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

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

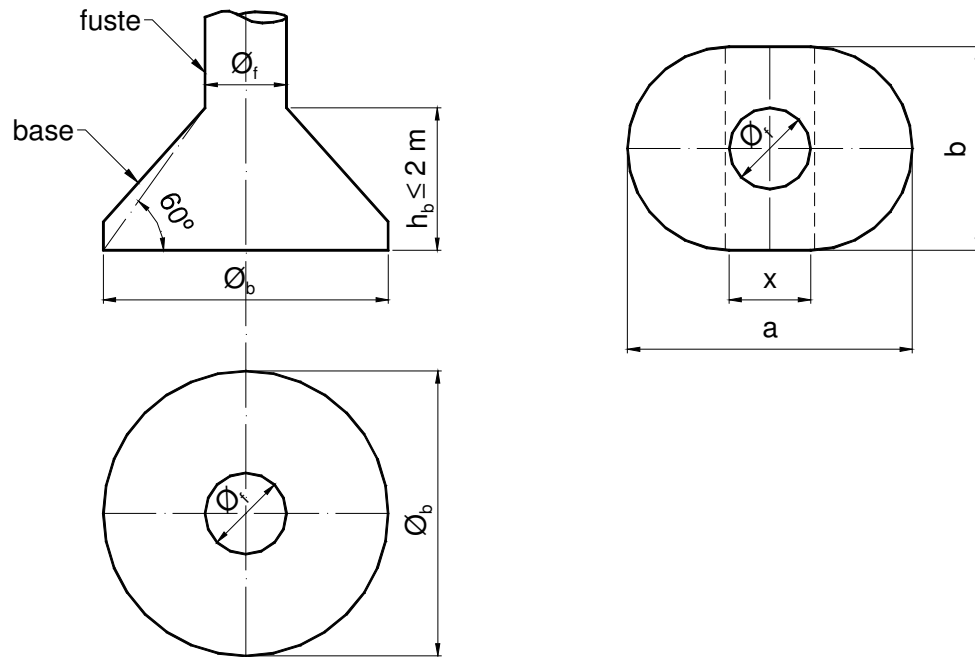


Figura 67 – Notações da base.

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

A NBR 6122 (6.3.2.2) fornece uma equação para a escolha do ângulo β , em função da tensão admissível do solo e da resistência do concreto à tração:

$$\frac{\tan \beta}{\beta} \geq \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{ct}} + 1$$

$$\sigma_{adm} = \bar{\sigma}_{solo} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ct} = \text{tensão de tração no concreto } (\sigma_{ct} = 0,4f_{ck} \leq 0,8 \text{ MPa})$$

β em radianos.

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

a) Tubulão com base alargada

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

A recomendação prática para x é:

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

Altura da Base

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

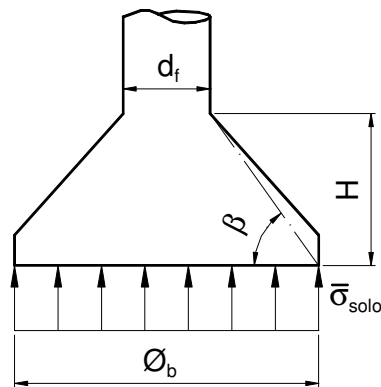


Figura 68 – Base do tubulão.

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).

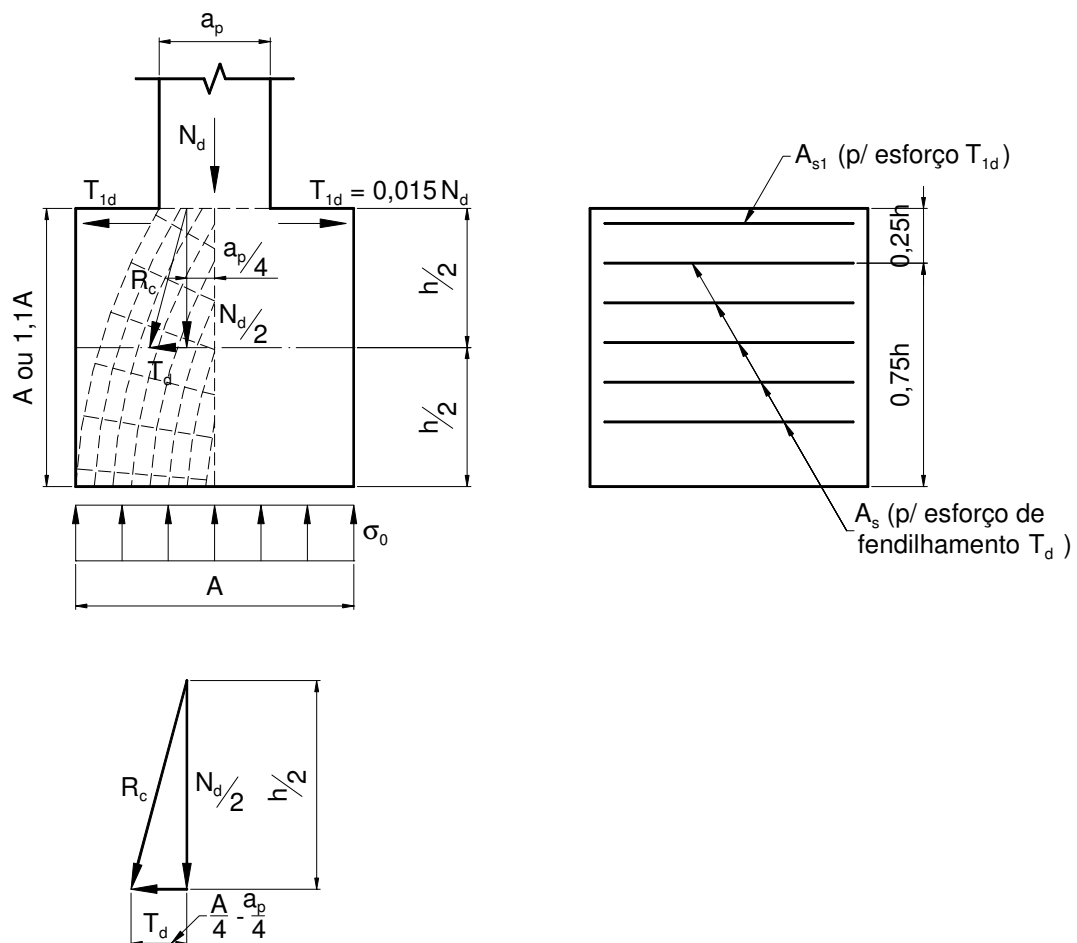


Figura 69 – Esquema de forças no bloco de transição.

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

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

Andrade (1989) sugere:

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

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 70.

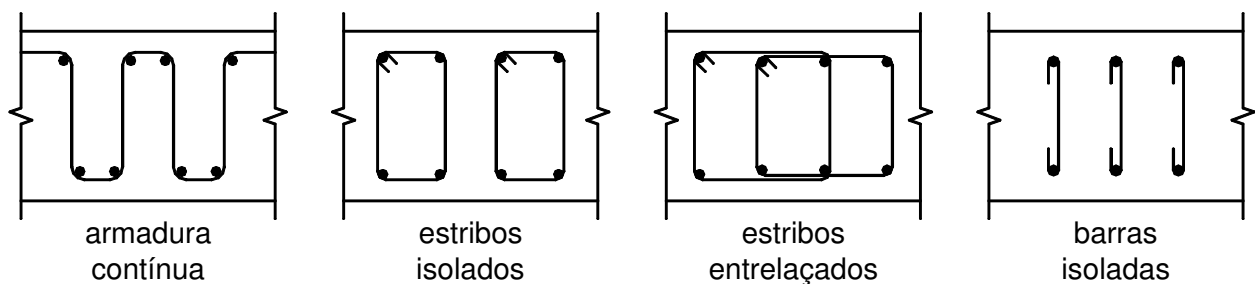


Figura 70 – Disposição das barras das camadas horizontais.

16.5 Roteiro para Cálculo de Blocos de Transição

Sugestão de Andrade (1989).

Direção x:

$$T_{xd} = 0,29N_d \left(\frac{\phi_f - a_p}{\phi_f} \right)$$

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

$$A_{sx} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}}$$

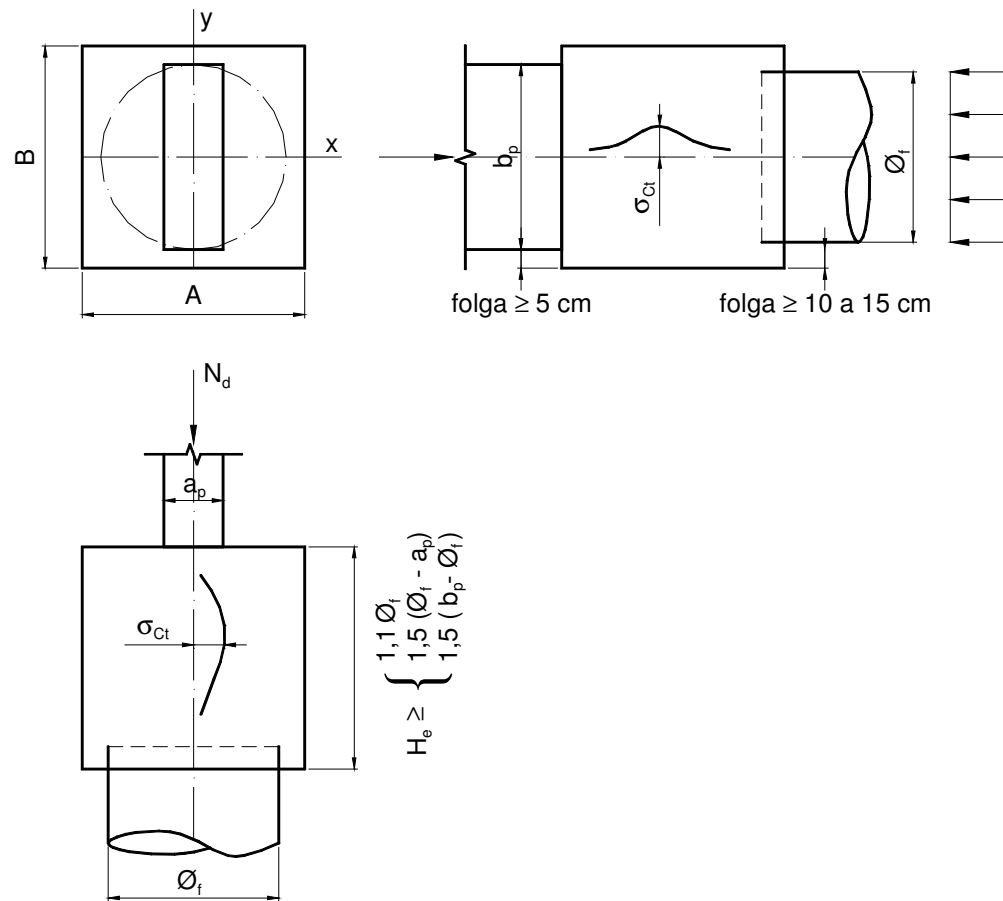


Figura 71 – Dimensões sugeridas por Andrade.

Direção y:

$$T_{yd} = 0,29N_d \left(\frac{b_p - \phi_f}{b_p} \right)$$

$$\sigma_{td} = 0,40 \left(\frac{b_p - \phi_f}{b_p} \right)$$

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

σ_{td} = tensão de tração máxima.

Exemplo de detalhamento das armaduras (Figura 72):

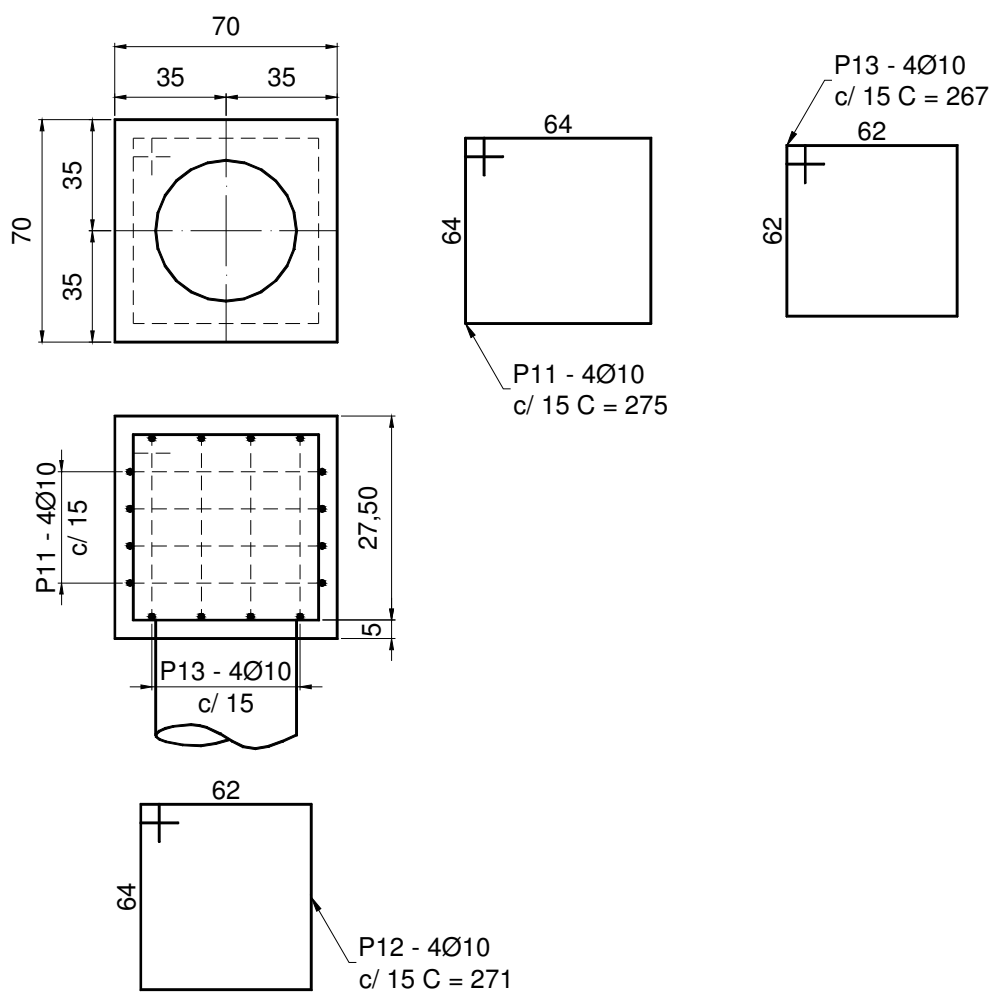


Figura 72 – Exemplo de detalhamento das armaduras para o bloco de transição.

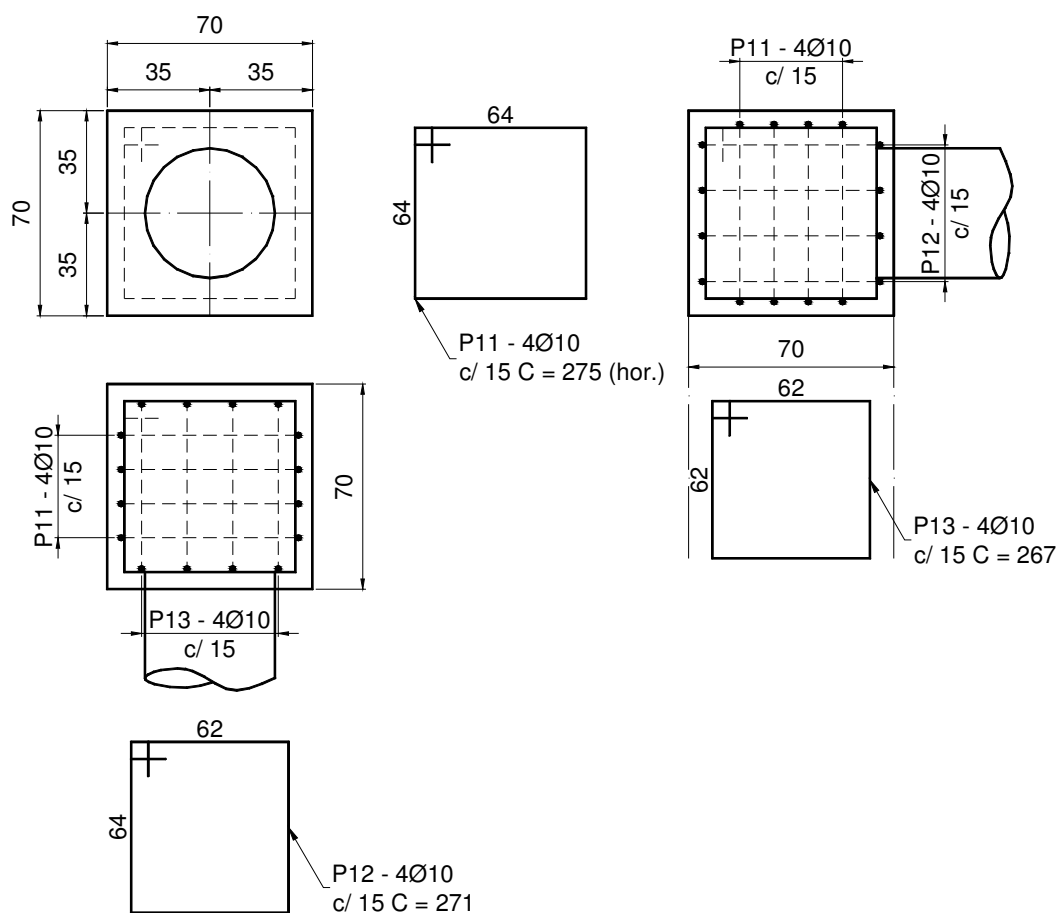


Figura 73 – Exemplo de detalhamento das armaduras para o bloco de transição.

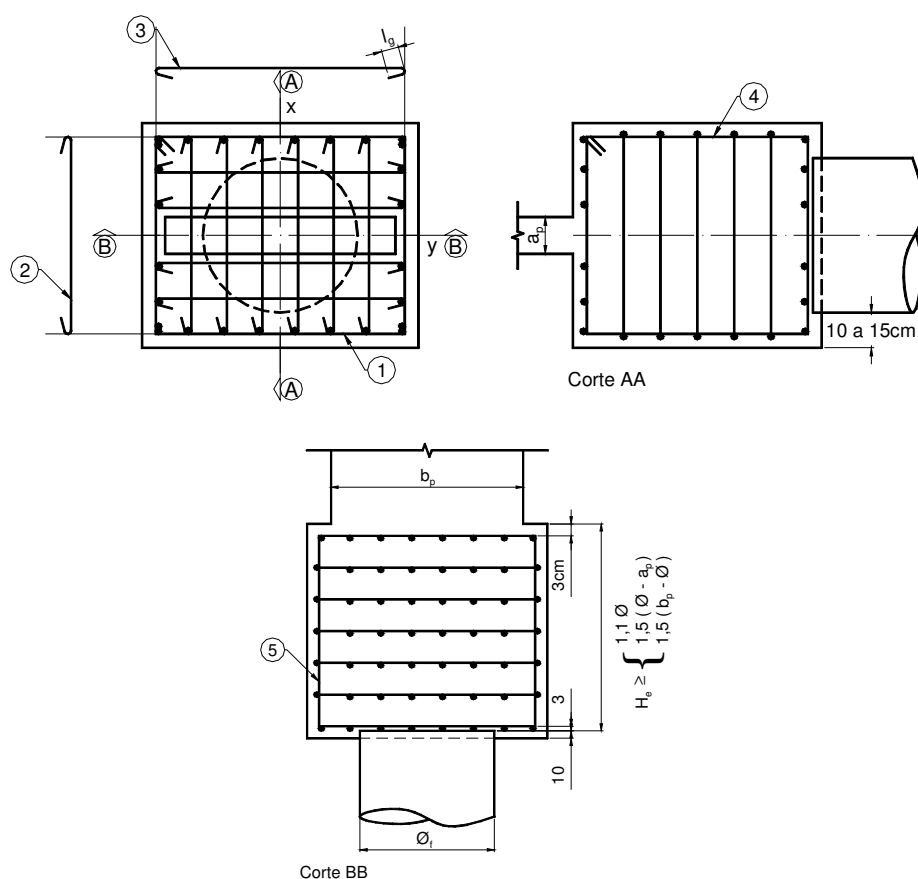


Figura 74 – Exemplo de detalhamento das armaduras para o bloco de transição.

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

Armadura calculada para direção x: 1 + 2

Armadura calculada para direção y: 1 + 3

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. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 – Procedimento*, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2003, 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de fundações*, NBR 6122. Rio de Janeiro, ABNT, 2010, 91p.

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, Itau S.A. Planejamento e Engenharia, 1979.

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.

FERRO, N.C.P. *Concreto III – Notas de Aula*. Departamento de Engenharia Civil, UNESP, Bauru, 2005.

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. *Blocos sobre estacas*. Notas de aula. São Paulo, FDTE, EPUSP, 1979.

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, 5^a. 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 – Valores de K_c e K_s para o aço CA-50.

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES										Dom.
$\beta_x = \frac{x}{d}$	$K_c \text{ (cm}^2/\text{kN)}$								$K_s \text{ (cm}^2/\text{kN)}$	
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	2
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	3
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,48	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,028	
0,50	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,029	
0,52	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,54	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,56	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,030	
0,58	3,1	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,030	
0,60	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,030	
0,62	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,031	
0,63	2,9	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,031	

TABELA 2						
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 3 – 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 4 – 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	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	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	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	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	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	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	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	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	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	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	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	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	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	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	46
		Br. 2	-	12	17	22	27	32	37	42	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	48
		Br. 2	-	13	18	23	28	33	39	44	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	53
		Br. 2	-	13	19	24	30	35	41	46	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	66
		Br. 2	-	15	21	28	34	40	47	53	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	81
		Br. 2	-	17	25	33	41	49	57	65	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: $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow + 1,0 \text{ cm}$ $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm} \rightarrow + 2,0 \text{ cm}$ $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm} \rightarrow + 3,0 \text{ cm}$ $c_{\text{nom}} = 4,0 \text{ cm} \rightarrow + 4,0 \text{ cm}$

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

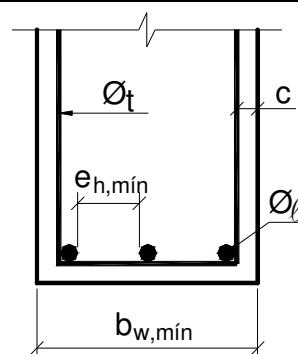


Tabela 5 – Comprimento de ancoragem para CA-50 nervurado.

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 6118/03 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: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$ $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$																

Tabela 6 – 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 6118/03 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: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$ $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$																