

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 4

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

**CURSO DE
CONCRETO ARMADO**

Volume 4

Editora DUNAS

CURSO DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)

Araújo, José Milton de
A663c Curso de concreto armado / José Milton de Araújo. – 5. ed. –
Rio Grande, RS: Editora Dunas, 2023.
4 v. : il. ; 14 x 21 cm

Inclui bibliografia
ISBN 978-85-86717-21-5 (Coleção)
ISBN 978-85-86717-23-9 (V. 1)
ISBN 978-85-86717-22-2 (V. 2)
ISBN 978-85-86717-25-3 (V. 3)
ISBN 978-85-86717-24-6 (V. 4)

1. Engenharia civil. 2. Concreto armado. 3. Construção de
concreto armado. 4. Projeto estrutural. I. Título.

CDD 624.1834

Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422

Editora DUNAS
Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova
96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

www.editoradunas.com.br
e-mail: contato@editoradunas.com.br

5^a edição, Setembro/2023

APRESENTAÇÃO

Este Curso de Concreto Armado é dirigido aos estudantes de graduação e pós-graduação em Engenharia Civil, bem como aos profissionais ligados à área de projeto estrutural. Para uma melhor apresentação, a obra foi dividida em quatro volumes, com uma sequência que nos parece apropriada do ponto de vista didático.

Não é nossa intenção abordar todos os aspectos relativos ao tema, o que seria impraticável em virtude de sua abrangência. Nosso único objetivo é apresentar um curso completo e atualizado sobre os métodos de cálculo das estruturas usuais de concreto armado. Em particular, o Curso é dedicado ao projeto das estruturas dos edifícios.

Nesta quinta edição de Curso de Concreto Armado, fizemos diversas alterações para acompanhar as atualizações introduzidas pelas normas NBR-6120 de 2019 e NBR-6118 de 2023. A norma NBR-6120/2019 alterou diversos valores referentes às cargas a serem consideradas nos edifícios, especialmente em relação às cargas variáveis.

A nova NBR-6118/2023 também introduziu modificações em alguns aspectos do projeto, com destaque para os diagramas tensão-deformação do concreto: diagrama parábola-retângulo e diagrama retangular. Esses diagramas foram alterados para acompanhar os novos diagramas constantes no projeto de revisão do Eurocode 2. Entretanto, a adaptação foi feita de maneira equivocada, o que pode levar a resultados totalmente inconsistentes, especialmente no dimensionamento dos pilares. Esse problema é mostrado em detalhes no capítulo 4 do Volume 1 e no capítulo 2 do Volume 3. Por isso, recomendamos manter o procedimento de dimensionamento à flexão simples e composta da NBR-6118/2014, enquanto se aguarda uma Emenda da NBR-6118/2023 corrigindo esse equívoco.

José Milton

PLANO DA OBRA

Volume 1: Propriedades dos materiais para concreto armado. Durabilidade das estruturas de concreto. Fundamentos de segurança. Flexão normal simples: dimensionamento e verificação de seções retangulares e seções T. Esforço cortante. Ancoragem e emendas das armaduras.

Volume 2: Cálculo e detalhamento de lajes maciças. Cálculo e detalhamento de vigas. Estados limites de utilização.

Volume 3: Flexo-compressão normal e oblíqua: dimensionamento e verificação de seções. Cálculo de pilares curtos e moderadamente esbeltos. Pilares-parede. Pilares esbeltos. Ações horizontais nas estruturas de contraventamento.

Volume 4: Dimensionamento à torção. Flexo-tração. Escadas. Vigas-parede e consolos. Reservatórios. Lajes nervuradas. Lajes cogumelo. Fundações. Projeto em situação de incêndio.

SUMÁRIO

1. DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO	1
1.1 - Introdução	1
1.2 - Torção em vigas de concreto armado	3
1.3 - Analogia da treliça de Mörsch	7
1.4 - Critério de projeto da NBR-6118	14
1.5 - Exemplo de dimensionamento	17
1.6 - A rigidez à torção	25
2. DIMENSIONAMENTO À FLEXO-TRAÇÃO NORMAL	35
2.1 - Apresentação do problema	35
2.2 - Flexo-tração no domínio 1 com armaduras assimétricas	37
2.3 - Flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4 com armaduras assimétricas	40
2.4 - Roteiro para o dimensionamento à flexo-tração com armaduras assimétricas	42
2.5 - Exemplos de cálculo	47
2.6 - Flexo-tração com armaduras simétricas	50
2.7 - Tabelas para o dimensionamento de seções retangulares com armaduras simétricas	57
3. ESCADAS USUAIS DOS EDIFÍCIOS	63
3.1 - Introdução	63
3.2 - Cargas nas escadas	65
3.3 - Esforços nas escadas e em vigas inclinadas	69
3.4 - Escada de um lance, armada transversalmente, com vigas laterais	71
3.5 - Escada de um lance, armada longitudinalmente	74
3.6 - Escada em balanço, engastada em viga lateral	76
3.7 - Escada em balanço com degraus isolados	81
3.8 - Escada de dois lances com um patamar intermediário	85
3.9 - Escada de dois lances em L	88
3.10- Escada de três lances	89
3.11- Escada autoportante	92
3.12- Outros tipos de escadas	104

4. VIGAS-PAREDE E CONSOLOS.....	111
4.1 - Introdução	111
4.2 - Tensões em vigas-parede	112
4.3 - Critérios de dimensionamento das vigas-parede de concreto armado	114
4.4 - Exemplo de cálculo de viga-parede	124
4.5 - Consolos curtos	129
5. RESERVATÓRIOS DE EDIFÍCIOS.....	147
5.1 - Introdução	147
5.2 - Cargas nos reservatórios	149
5.3 - Considerações para o cálculo como placas	151
5.4 - Verificação da abertura das fissuras.....	157
5.5 - Exemplo de cálculo	160
5.6 - Cálculo de reservatórios através do método dos elementos finitos.....	175
5.7 - Cálculo de reservatórios pelo método das forças	180
5.8 - Comparações entre os três métodos de cálculo	184
5.9 - Cálculo simplificado como quadros.....	190
6. LAJES NERVURADAS	195
6.1 - Introdução	195
6.2 - Prescrições da NBR-6118	196
6.3 - Cálculo dos esforços em lajes nervuradas.....	198
6.4 - Exemplo de cálculo	202
7. LAJES COGUMELO	217
7.1 - Introdução	217
7.2 - Cálculo dos esforços pelo método dos pórticos virtuais	219
7.3 - Exemplo de cálculo pelo método dos pórticos virtuais.....	227
7.4 - Lajes lisas com vigas de borda	235
7.5 - Punção em lajes	242
7.6 - Detalhamento da armadura de flexão	254

8. FUNDAÇÕES	257
8.1 - Introdução	257
8.2 - Tipos usuais de estruturas de fundação	258
8.3 - Distribuição das pressões de contato.....	262
8.4 - Sapatas rígidas sob paredes.....	266
8.5 - Sapatas rígidas isoladas.....	280
8.6 - Sapatas contínuas sob pilares	297
8.7 - Vigas de equilíbrio	303
8.8 - Blocos rígidos sobre estacas.....	307
8.9 – Blocos de concreto massa.....	329
8.10- Sapatas e blocos flexíveis.....	337
8.11- Vigas e placas sobre base elástica	341
9. PROJETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	345
9.1 – Introdução.....	345
9.2 – Combinação das ações em situação de incêndio	348
9.3 – Distribuição de temperatura na estrutura.....	350
9.4 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais.....	352
9.5 – Projeto de lajes e paredes	354
9.6 – Determinação do momento de ruína em situação de incêndio	357
9.7 – Método tabular da NBR-15200	359
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	367

Capítulo 1

DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO

1.1 - Introdução

Quando uma barra reta é submetida a uma torção simples, suas seções transversais, inicialmente planas, se empenam, devido aos diferentes alongamentos longitudinais de suas fibras. Se não existir nenhuma restrição ao empenamento, a barra estará livre de tensões normais e a torção é denominada “torção de Saint' Venant”.

Por outro lado, se o empenamento das seções for impedido, surgem tensões normais de tração e de compressão ao longo da barra, além das tensões tangenciais presentes na torção de Saint' Venant.

Algumas formas de seção, como a circular, por exemplo, não tendem a empenar, de modo que as tensões normais serão sempre nulas.

Na prática, sempre existe certo grau de restrição ao empenamento imposto pelos apoios. Assim, nessas regiões ocorrem tensões tangenciais e tensões normais, as quais se dissipam conforme é indicado na Fig. 1.1.1.

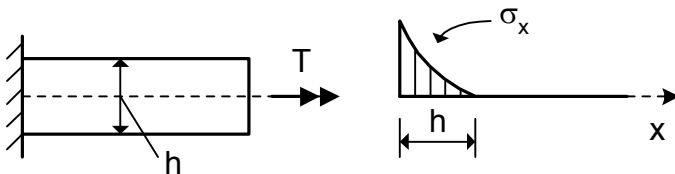


Fig. 1.1.1 - Dissipação das tensões normais nas proximidades de um engaste

No caso do concreto armado, as tensões normais são dissipadas pela fissuração. Assim, os efeitos da restrição ao empenamento

podem ser levados em conta pela simples colocação de uma armadura mínima para limitar a fissuração.

A denominada “torção de compatibilidade” é aquela que surge em consequência do impedimento à deformação. O exemplo típico é o das vigas de borda, como mostrado na Fig. 1.1.2. No estágio I, surge o momento de engastamento X da laje, o qual é um momento torçor por unidade de comprimento para a viga. Após a fissuração, esse momento torçor diminui muito e não necessita ser considerado no dimensionamento da viga.

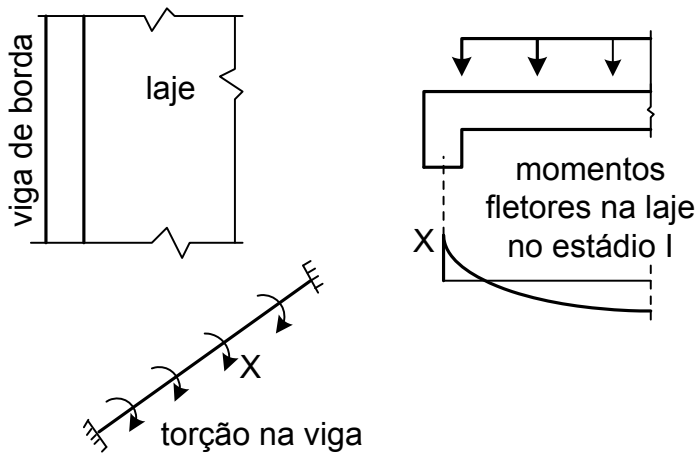


Fig. 1.1.2 - Torção de compatibilidade

Na “torção de equilíbrio”, os momentos torçores são necessários para satisfazer as condições de equilíbrio. Em outras palavras, a estrutura poderia entrar em ruína, caso não fosse dimensionada para absorver esses momentos. Este é o caso da marquise representada na Fig. 1.1.3.

Nessa figura, X é o momento fletor para o dimensionamento das armaduras da marquise. Esse momento é transmitido à viga, resultando o momento torçor T . Nesse caso, a viga deve ser dimensionada à torção. Por outro lado, T é um momento fletor que deve ser considerado no dimensionamento dos pilares.

se, também, as expressões da área limitada pela linha média, A_e , e do perímetro da linha média, u .

Caso 1: $t \geq 2C_1$

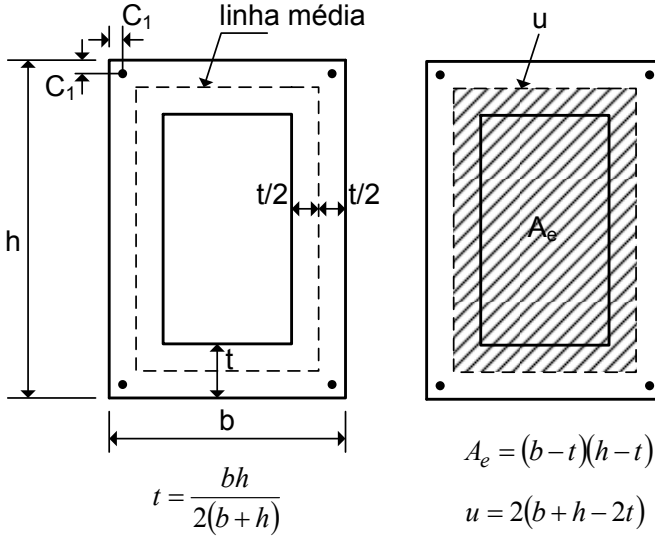


Fig. 1.2.1 – Seção vazada equivalente para uma seção retangular maciça (Caso 1)

Caso 2: $A/\mu < 2C_1$

Neste caso, a linha média da seção vazada equivalente passa pelas barras de canto. A espessura da parede também é dada na equação (1.2.1), devendo-se garantir que não ocorra superposição entre dois ou mais segmentos de parede.

Na Fig. 1.2.2, apresenta-se a seção vazada equivalente para uma seção retangular maciça com lados $b < h$.

Observa-se que, nos dois casos, $t = A/\mu$, não havendo uma espessura mínima como no CEB/90 e no EC2.

Para seções compostas de retângulos, cada retângulo deve ser verificado isoladamente com sua seção equivalente determinada dessa maneira. O momento torçor total T_d deve ser distribuído entre os retângulos conforme sua rigidez elástica linear. Para isto, considera-

Capítulo 2

DIMENSIONAMENTO À FLEXO-TRAÇÃO NORMAL

2.1 - Apresentação do problema

Flexo-tração é a sollicitação composta por um momento fletor e por um esforço normal de tração. Se a flexão se dá em um plano contendo um dos eixos de simetria da seção transversal, a sollicitação é denominada de flexo-tração normal.

Na Fig. 2.1.1, representa-se uma seção retangular submetida à flexo-tração normal.

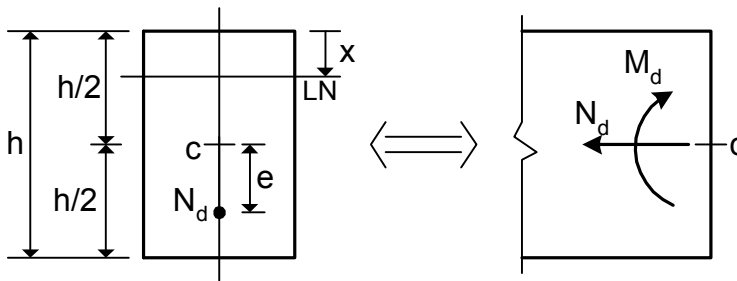


Fig. 2.1.1 - Seção retangular sob flexo-tração normal

Na Fig. 2.1.1, h é a altura da seção transversal e c representa o centroide da seção de concreto simples. A força normal de tração de cálculo, N_d , atua em um eixo de simetria da seção e possui uma excentricidade e . Logo, a sollicitação pode ser representada pelo par de esforços (N_d, M_d) , onde $M_d = N_d e$ é o momento fletor de cálculo.

Na Fig. 2.1.2, são representados os domínios de dimensionamento correspondentes à flexo-tração.

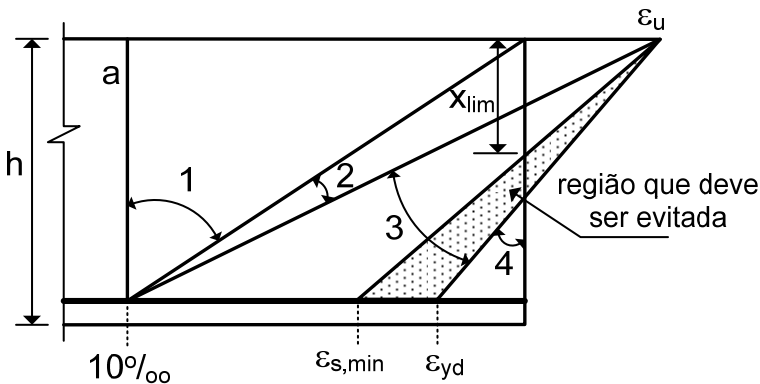


Fig. 2.1.2 - Domínios de dimensionamento da flexão-tração

A reta **a**, indicada na Fig. 2.1.2, corresponde ao caso particular de tração simples ($M_d = 0$).

No domínio 1, toda a seção está tracionada. Neste caso, a linha neutra está acima da borda superior da seção, ou seja, a profundidade x da linha neutra é negativa. Quando o momento fletor tende a zero, x tende a $-\infty$ (caso de tração simples). Nesse domínio, o momento fletor é pequeno e a solicitação é usualmente denominada de flexão-tração com pequena excentricidade [6,7].

Aumentando-se o momento fletor solicitante, entra-se nos domínios 2, 3 e 4. Nesses domínios, parte da seção está comprimida e a solicitação é denominada de flexão-tração com grande excentricidade [6,7].

Enquanto a ruína ocorrer nos domínios 2 e 3, tem-se o escoamento da armadura tracionada. Nesses casos, a ruína é dúctil, ou com aviso prévio, e a peça é subarmada ou normalmente armada.

No domínio 4, a ruína ocorre por esmagamento do concreto, sem haver o escoamento do aço. A ruptura é frágil e a peça é superarmada.

Observa-se, assim, uma completa analogia com a flexão simples. De fato, no dimensionamento à flexão-tração com armaduras assimétricas, utiliza-se um procedimento inteiramente análogo ao da flexão simples. Adotando-se armaduras simétricas, é necessário empregar um processo iterativo para encontrar a posição da linha neutra.

2.2 - Flexo-tração no domínio 1 com armaduras assimétricas

Na Fig. 2.2.1, indica-se uma seção retangular com armaduras assimétricas. Nessa figura, A_s e A'_s representam as áreas das armaduras tracionada e comprimida pela aplicação exclusiva do momento fletor. Para reduzir o número de parâmetros geométricos, admite-se a mesma distância d' de ambas as armaduras até as bordas correspondentes da seção.

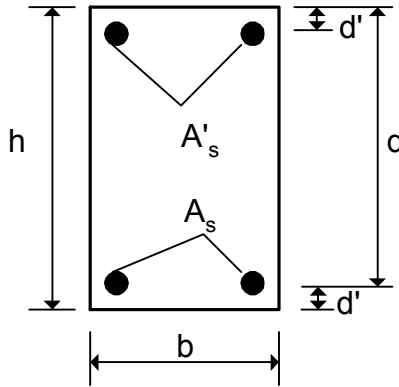


Fig. 2.2.1 - Seção retangular com armadura dupla assimétrica

Na Fig. 2.2.2, apresenta-se a distribuição de deformações na seção no domínio 1. Observa-se que a variável x , que representa a posição da linha neutra, é negativa.

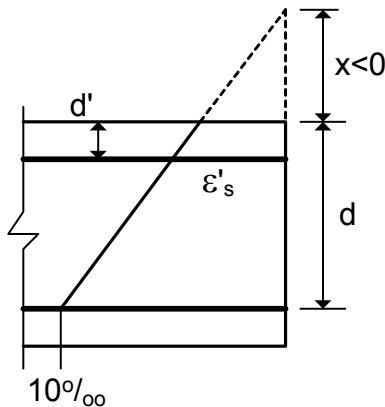


Fig. 2.2.2 - Deformações no domínio 1

Capítulo 3

ESCADAS USUAIS DOS EDIFÍCIOS

3.1 - Introdução

As escadas dos edifícios são projetadas nas mais variadas formas e dimensões, dependendo do espaço disponível, do tráfego de pessoas e de aspectos arquitetônicos. Elas podem se apresentar com um ou mais lances retangulares ou podem ser curvas, como ilustrado na Fig. 3.1.1.

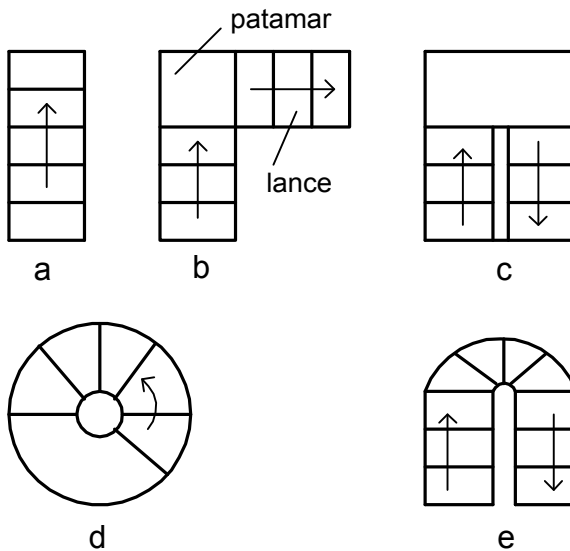


Fig. 3.1.1 - Algumas formas usuais das escadas dos edifícios

Normalmente, as escadas são apoiadas em vigas, paredes de alvenaria ou paredes de concreto. Dependendo da localização dos apoios, elas podem ser classificadas como escadas armadas transversalmente, escadas armadas longitudinalmente ou escadas armadas em cruz, indicando-se dessa maneira as direções das armaduras principais. Essas três situações são representadas na Fig. 3.1.2.

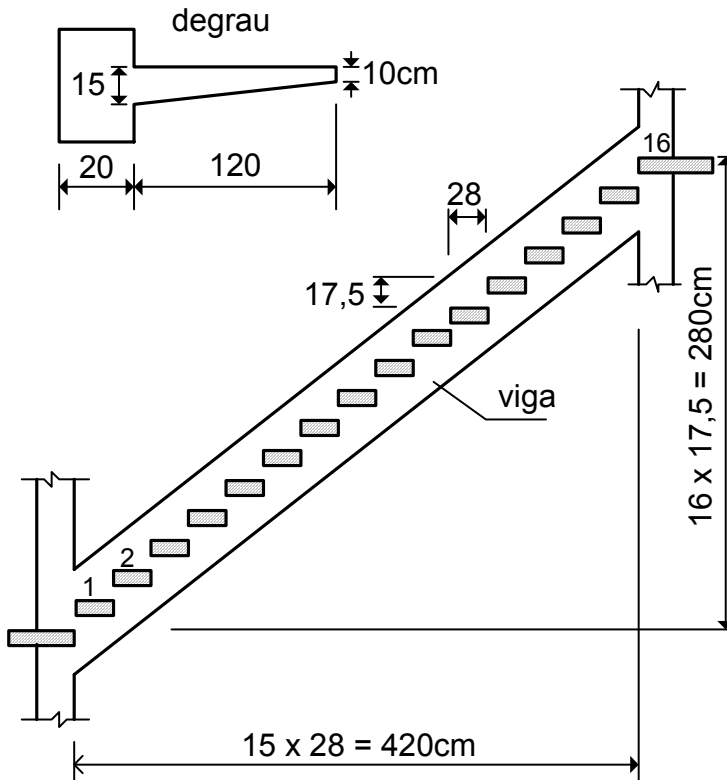


Fig. 3.7.1 - Exemplo de escada com degraus isolados

Cálculo dos degraus isolados

Para o cálculo dos degraus, consideram-se as cargas permanentes (peso próprio e revestimento) e a carga concentrada de 2,5 kN na extremidade livre. O peso próprio é calculado com a espessura média do degrau.

- peso próprio: $25 \left(\frac{0,15 + 0,10}{2} \right) = 3,13 \text{ kN/m}^2$

- revestimento: $1,00 \text{ kN/m}^2$

Logo, a carga permanente é $g = 3,13 + 1,00 = 4,13 \text{ kN/m}^2$.
Multiplicando esse valor pela largura do degrau, obtém-se

As escadas apresentadas nas seções 3.8 e 3.9 também podem ser calculadas como lajes possuindo um bordo livre, bastando apoiá-las ao longo de todo o contorno externo. Nesses casos, a escada é dividida em duas lajes.

Da mesma forma, as escadas de um lance das seções 3.4 e 3.5 podem ser calculadas como uma laje simplesmente apoiada nas quatro bordas, desde que sejam criadas duas novas vigas de apoio.

Em todos esses casos, podem-se empregar as tabelas para cálculo de placas, apresentadas no Apêndice 2 do Volume 2. Entretanto, deve-se observar que as lajes das escadas são ortotrópicas, devido à presença dos degraus, enquanto as tabelas citadas são válidas para placas isotrópicas. Portanto, haverá um erro de cálculo, principalmente em relação à distribuição das cargas para as vigas de apoio.

3.11 – Escada autoportante

As denominadas escadas autoportantes são aquelas que não possuem apoios intermediários, ou seja, a escada somente se apoia nas vigas situadas nos pisos. Um tipo muito comum é a escada de dois lances com um patamar intermediário, representada na Fig. 3.11.1.

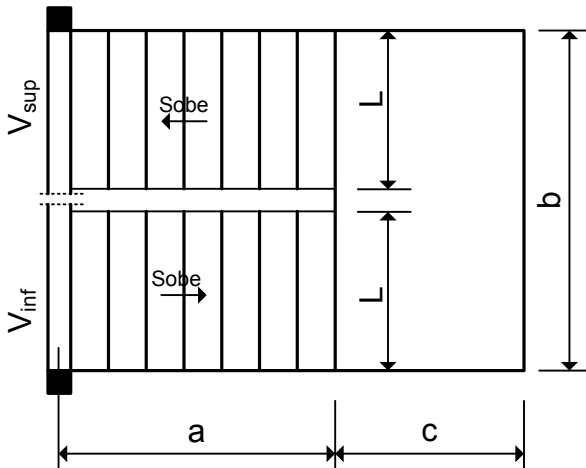


Fig. 3.11.1 – Geometria da escada autoportante

$$M(x) = Hxtg\alpha - M - px - \frac{p_2x^2}{2} \quad (3.11.7)$$

Derivando $M(x)$ em relação à x e igualando a zero, obtém-se a posição de momento máximo,

$$x_{\max} = \frac{Htg\alpha - p}{p_2} \quad (3.11.8)$$

Substituindo $x = x_{\max}$ na equação (3.11.7), obtém-se o momento fletor máximo M_{\max} nos lances.

Fazendo $M(x) = 0$ na equação (3.11.7), obtém-se as posições de momento nulo nos lances.

De posse das forças verticais nas extremidades dos lances, podem-se calcular os esforços normais e os esforços cortantes. O lance superior fica tracionado e o lance inferior fica comprimido, como se observa pela Fig. 3.11.4.

Na Fig. 3.11.5, apresenta-se a decomposição das forças para a obtenção dos esforços normais e cortantes no lance superior.

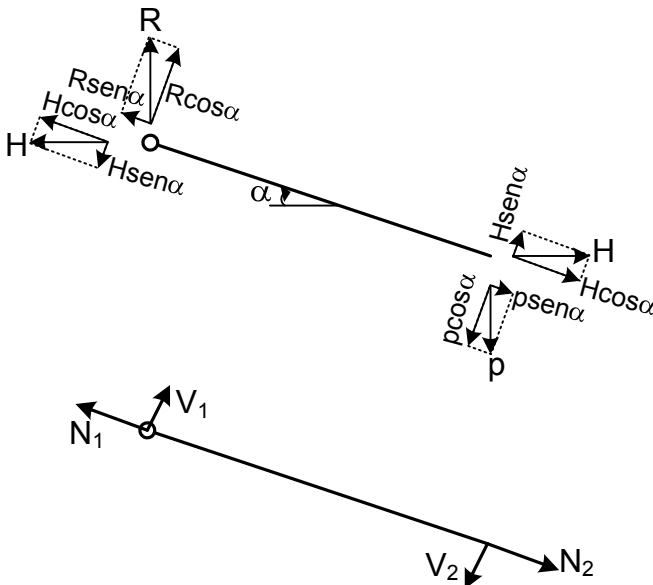


Fig. 3.11.5 – Esforços normais e cortantes no lance superior

Esforços normais (em kN/m):

$$\text{No topo: } N_1 = H \cos \alpha + R \operatorname{sen} \alpha \quad (3.11.9)$$

$$\text{Junto ao patamar: } N_2 = H \cos \alpha + p \operatorname{sen} \alpha \quad (3.11.10)$$

Esforços cortantes (em kN/m):

$$\text{No topo: } V_1 = R \cos \alpha - H \operatorname{sen} \alpha \quad (3.11.11)$$

$$\text{Junto ao patamar: } V_2 = p \cos \alpha - H \operatorname{sen} \alpha \quad (3.11.12)$$

Na Fig. 3.11.6, apresenta-se o diagrama de momentos fletores na direção longitudinal da escada. Na Fig. 3.11.7, apresenta-se o diagrama de esforços normais.

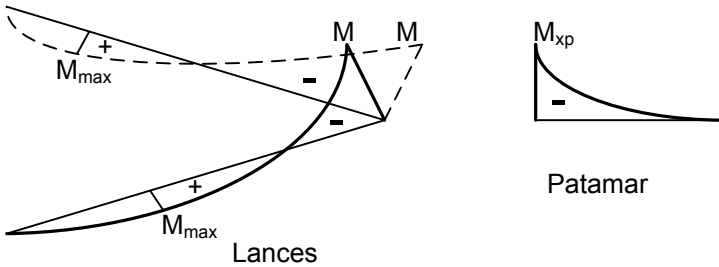


Fig. 3.11.6 – Momentos fletores na direção longitudinal

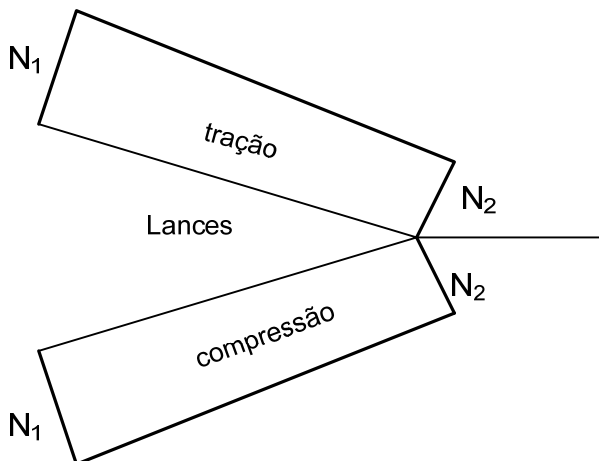


Fig. 3.11.7 – Diagrama de esforços normais nos lances da escada

Capítulo 4

VIGAS-PAREDE E CONSOLOS

4.1 - Introdução

Conforme foi definido no Volume 2, as placas são estruturas planas solicitadas por cargas perpendiculares ao seu plano médio. Por outro lado, as chapas são estruturas planas solicitadas em seu próprio plano. Quando as chapas possuem apoios descontínuos como as vigas, elas são denominadas de vigas-parede.

As vigas-parede são encontradas nos reservatórios superiores dos edifícios ou nos reservatórios inferiores com idênticas condições de apoio. Nesses casos, além do funcionamento como placas, as paredes laterais do reservatório se comportam como vigas-parede. Essas estruturas também podem ser encontradas nas fachadas dos edifícios, de onde origina o nome viga-parede.

A delimitação entre vigas-parede e vigas esbeltas é feita de acordo com a relação l/h , sendo l o vão de cálculo e h a altura da viga. Os limites de esbeltez convencionados para as vigas-parede são os seguintes [15]:

- vigas biapoiadas: $l/h < 2,0$;
- vigas de dois vãos: $l/h < 2,5$;
- vigas contínuas com mais de dois vãos: $l/h < 3,0$.

Os consolos são vigas curtas em balanço com $l/h \leq 1$.

No caso das vigas-parede, não mais se aplica a clássica hipótese das seções planas de Navier-Bernoulli, em virtude das grandes distorções decorrentes das tensões tangenciais. Em consequência disto, as deformações normais ε_x não apresentam uma variação linear ao longo da altura da viga. Assim, mesmo para um material

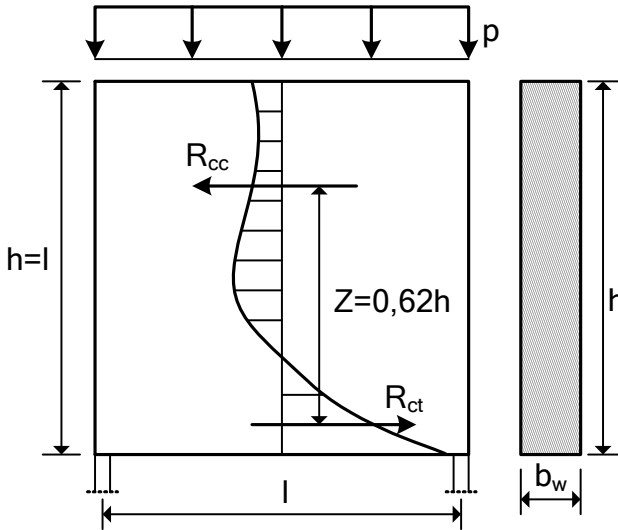


Fig. 4.2.1 - Tensões em viga-parede com $l/h = 1$

Assim, é usual definir uma altura efetiva h_e para a viga-parede, dada por

$$h_e \leq \begin{cases} l \\ h \end{cases} \quad (4.2.1)$$

Na Fig. 4.2.2, apresentam-se as variações das tensões normais σ_x no meio do vão para diferentes relações l/h , obtidas com o emprego do método dos elementos finitos. Nessa figura são mostradas as relações σ_x/σ_o , onde $\sigma_o = 6M/b_w h^2$ é a tensão máxima obtida para vigas esbeltas, sendo M o momento fletor na seção central.

Conforme se observa, para $l/h \geq 2$ a distribuição das tensões se aproxima daquela obtida para as vigas esbeltas (variação linear de σ_x ao longo da altura da viga). Para relações $l/h < 2$, a distribuição das tensões se afasta daquela obtida para as vigas esbeltas. Observe-se, também, que a tensão máxima de tração na borda inferior da viga é maior do que σ_o , quando $l/h < 2$. Isto terá influência sobre o

momento de fissuração e, conseqüentemente, sobre as taxas de armadura mínima.

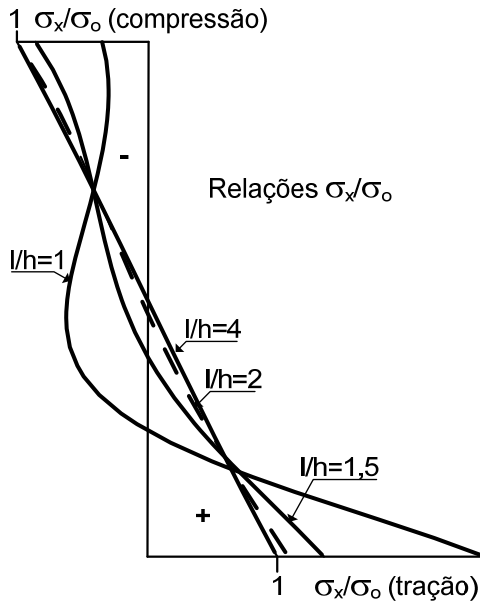


Fig. 4.2.2 – Variação das tensões normais nas vigas-parede

4.3 - Critérios de dimensionamento das vigas-parede de concreto armado

Os ensaios realizados em vigas-parede de concreto armado indicam os seguintes modos de ruptura [15]:

- escoamento da armadura longitudinal do banzo tracionado;
- ruptura da ancoragem da armadura longitudinal do banzo tracionado;
- esmagamento do concreto nas diagonais comprimidas próximas aos apoios;
- ruptura da armadura de suspensão para as cargas penduradas.

Assim, o cálculo e o detalhamento das armaduras devem ser feitos de acordo com modelos que levem em conta esses possíveis tipos de ruína. O cálculo pode ser feito empregando-se modelos elásticos, modelos não lineares ou modelos de bielas e tirantes. A seguir,

conclui-se que a equação (4.3.13) é igual à equação (4.3.1), usada para o cálculo da armadura do banzo inferior da viga.

Do modelo da Fig. 4.3.4, verifica-se que a inclinação e a força de compressão na biela de concreto são dadas por

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4Z}{l} \quad ; \quad F_c = \frac{R_d}{\operatorname{sen} \theta} \quad (4.3.14)$$

Para evitar o esmagamento do concreto, é necessário limitar as tensões de compressão na região dos apoios. Essas tensões de compressão são obtidas através da análise do nó de apoio do modelo, conforme ilustrado na Fig. 4.3.5.

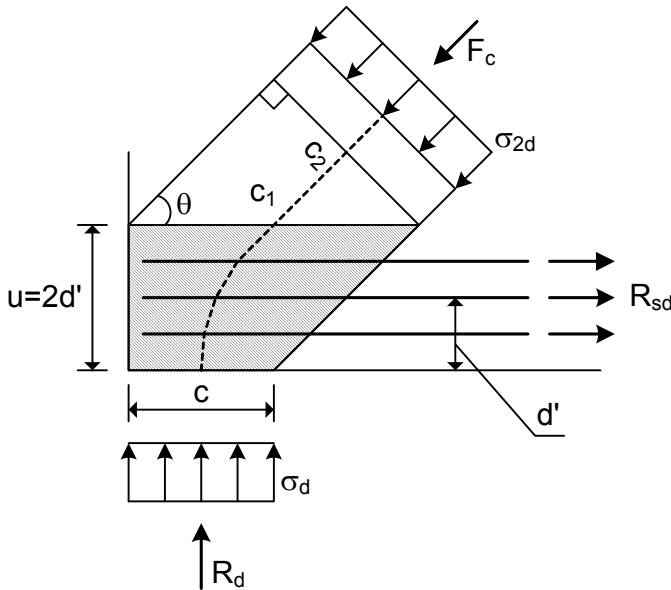


Fig. 4.3.5 - Tensões de compressão em apoios de extremidade

Na Fig. 4.3.5, c representa o comprimento do apoio e d' é a distância do centroide das armaduras do banzo tracionado até a face inferior da viga-parede. A altura do nó de apoio é $u = 2d'$.

As dimensões c_1 e c_2 , indicadas na Fig. 4.3.5, são dadas por

$$c_1 = c + u \cot g \theta \quad (4.3.15)$$

$$c_2 = (c + u \cot g \theta) \operatorname{sen} \theta \quad (4.3.16)$$

4.5 - Consolos curtos

Consolos são vigas curtas em balanço, geralmente ligadas aos pilares, servindo de apoio para uma viga ou outro elemento pré-moldado, como ilustrado na Fig. 4.5.1. Um consolo também pode ser uma laje curta em balanço, engastada em uma parede ou em uma viga, suportando uma carga linear, como na Fig. 4.5.2.

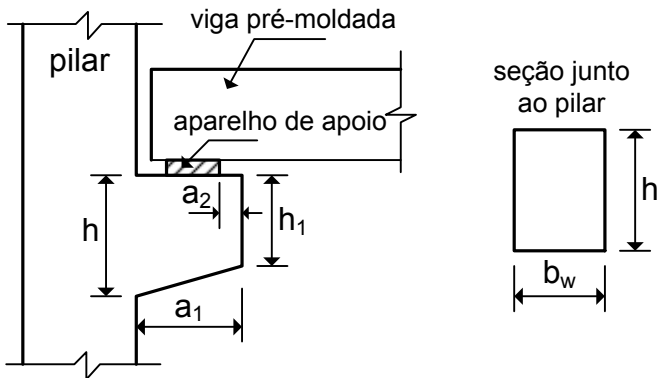


Fig. 4.5.1 – Viga pré-moldada apoiada em consolo curto

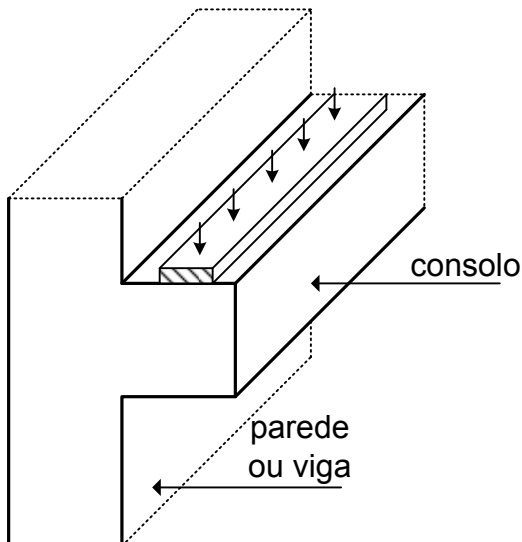


Fig. 4.5.2 – Laje curta funcionando como um consolo

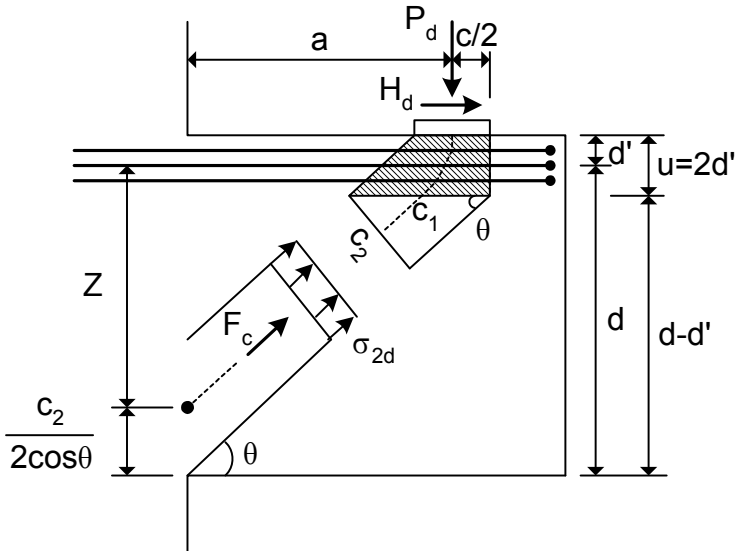


Fig. 4.5.5 - Biela de compressão no consolo

A tensão σ_d no apoio é

$$\sigma_d = \frac{P_d}{bc} \quad (4.5.9)$$

onde b é a largura e c é o comprimento do aparelho de apoio.

A tensão σ_{2d} na biela inclinada é dada por

$$\sigma_{2d} = \frac{F_c}{b_w c_2} \quad (4.5.10)$$

onde b_w é a largura do consolo.

Substituindo a expressão de F_c na equação (4.5.10), resulta

$$\sigma_{2d} = \frac{P_{d,ef}}{b_w c_2 \operatorname{sen} \theta} \quad (4.5.11)$$

onde

$$P_{d,ef} = P_d + \frac{e}{a} H_d \quad (4.5.12)$$

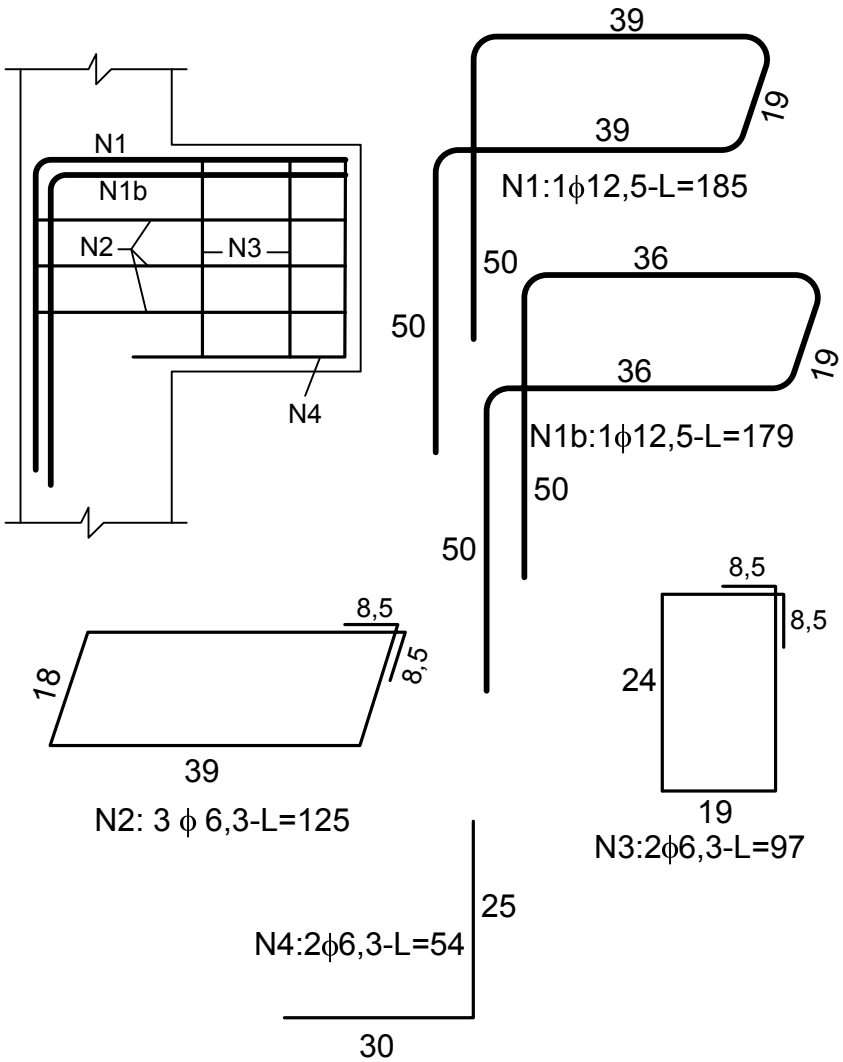


Fig. 4.5.12 – Armação do consolo

Capítulo 5

RESERVATÓRIOS DE EDIFÍCIOS

5.1 - Introdução

Os reservatórios usuais dos edifícios são formados por um conjunto de placas, podendo ter uma ou mais células. A divisão do reservatório em células tem a finalidade de permitir a limpeza do mesmo sem que ocorra uma interrupção no abastecimento de água do prédio. Usualmente, são projetados dois reservatórios: um reservatório inferior, abastecido diretamente pela rede pública, e um reservatório superior, abastecido por bombas de recalque instaladas no próprio edifício.

A NBR-5626 [21] exige que as instalações de água potável sejam projetadas e construídas de modo a preservar a qualidade da água de abastecimento, evitando sua contaminação pela presença de insetos ou outros animais, pela água da chuva ou do lençol freático, etc. A princípio, um reservatório de água potável não deve ser enterrado total ou parcialmente, tendo em vista o risco de contaminação proveniente do solo. Caso isso não seja possível, o recomendável é que esses reservatórios sejam localizados dentro de um compartimento próprio, mantendo um afastamento livre mínimo de 60 cm entre suas faces. Esse compartimento deve ser convenientemente drenado. Desse modo, não deve ser permitido o uso de reservatórios enterrados para o armazenamento de água potável, como se fazia antigamente. Assim, os procedimentos de cálculo dos esforços nos dois tipos de reservatório são análogos. Por esse motivo, apenas os reservatórios elevados serão detalhados ao longo deste capítulo.

Quando o reservatório for destinado ao armazenamento de outros líquidos, que não seja água potável, é possível projetar o reservatório enterrado. Nesses casos, devem-se considerar as hipóteses de reservatório cheio e reservatório vazio, para levar em conta o empuxo de solo. As considerações para o cálculo dos reservatórios enterrados podem ser encontradas nas referências [10,12].

Normalmente, o reservatório elevado se apoia nos pilares da caixa da escada do edifício. A altura desses reservatórios não deve ultrapassar cerca de 2,5 m, para evitar esforços exagerados nas lajes, mesmo que isto obrigue que algumas paredes do reservatório fiquem em balanço em relação aos pilares [22].

Na laje da tampa dos reservatórios devem existir aberturas de inspeção independentes para cada uma das células. As dimensões usuais dessas aberturas são de 60x60 cm, sendo cobertas por placas pré-moldadas apoiadas em reforços nas bordas, capazes de evitar a entrada de água da chuva ou de animais.

Na Fig. 5.1.1, indicam-se alguns detalhes típicos dos reservatórios dos edifícios.

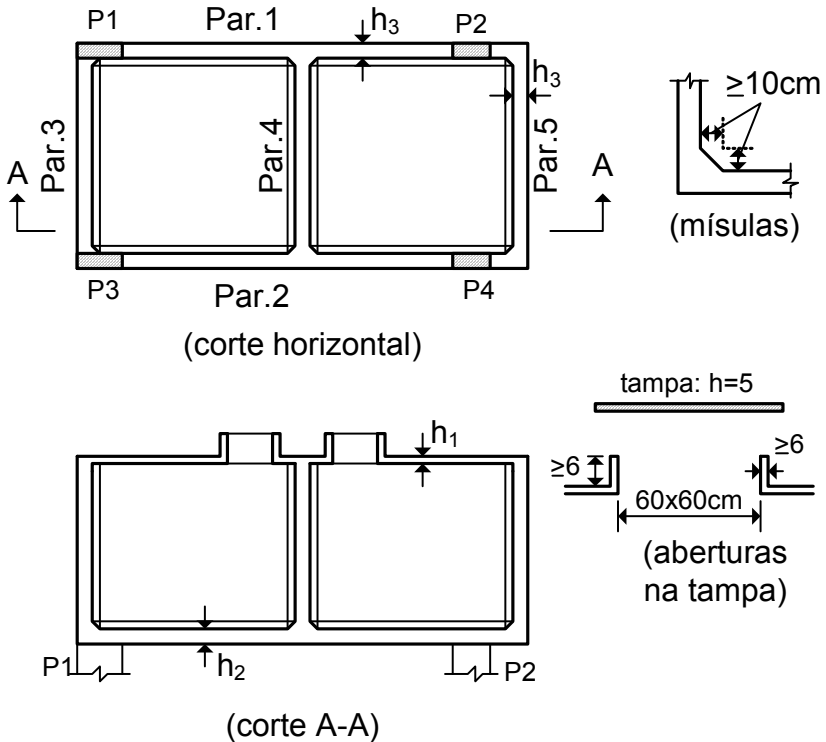


Fig. 5.1.1 - Detalhes típicos dos reservatórios

No reservatório da Fig. 5.1.1, a parede 4, que separa as duas células, está apoiada nas paredes 1 e 2. Estas últimas estão apoiadas

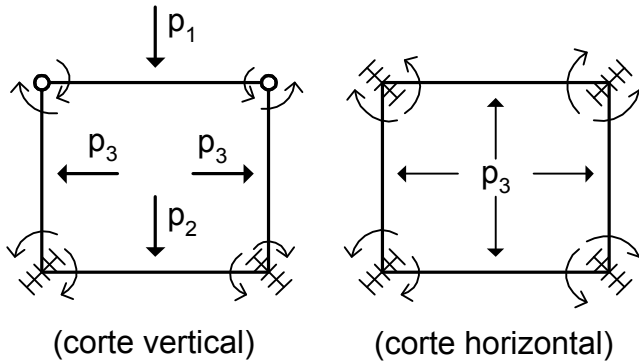


Fig. 5.3.1 - Definição das condições de contorno das placas

Quando as placas tendem a girar no mesmo sentido, pode-se admitir que a aresta seja um apoio simples, pois os momentos negativos que surgem nessa ligação são pequenos. Desse modo, a tampa pode ser calculada como uma laje simplesmente apoiada nas quatro bordas. Se a tampa for uma laje contínua, em reservatórios de duas ou mais células, o bordo comum deve ser considerado engastado.

Por outro lado, considera-se que a aresta seja um engaste perfeito, quando as placas tendem a girar em sentidos opostos. Assim, o fundo é considerado como uma laje engastada nos quatro lados. Nos encontros entre as paredes também se deve considerar um engaste perfeito.

Na Fig. 5.3.2, encontram-se representadas as diferentes lajes com suas condições de contorno.

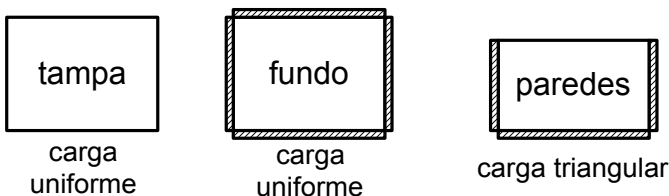


Fig. 5.3.2 - Condições de contorno das lajes

Os momentos fletores e as reações de apoio na tampa e no fundo podem ser obtidos com as Tabelas A2.1 e A2.6 do Volume 2, respectivamente. Os momentos fletores nas paredes são obtidos com

25% do maior dos menores vãos, acrescido do comprimento de ancoragem. Observa-se que é necessário fazer o laço mostrado na figura, para evitar o empuxo ao vazio. Um desenho análogo deve ser feito para representar as armaduras das paredes 3 e 4.

Parede1 = Parede2

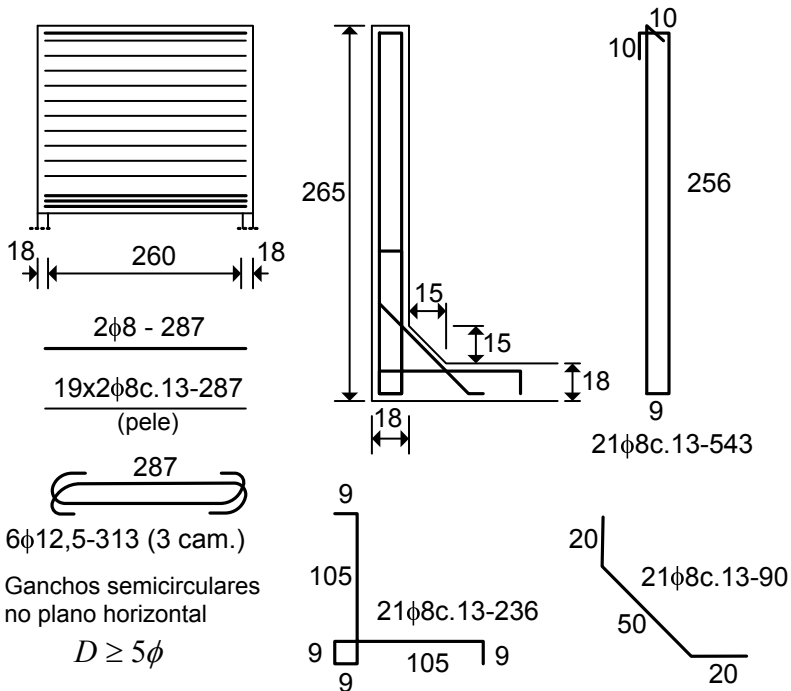


Fig. 5.5.9 - Armaduras das paredes 1 e 2

Na Fig. 5.5.10, apresentam-se os detalhes de ligação entre as paredes. Na Fig. 5.5.11, indicam-se as armaduras positivas do fundo e da tampa. O detalhe da abertura de inspeção é mostrado na Fig. 5.5.12.

Capítulo 6

LAJES NERVURADAS

6.1 - Introdução

Usualmente, os pisos dos edifícios de concreto armado são projetados em lajes maciças. Entretanto, quando os vãos são grandes, essa solução pode ser antieconômica, em virtude da elevada espessura da laje. Nesses casos, a solução em laje maciça pode exigir espessuras tão grandes que a maior parte do carregamento passa a ser constituída por seu peso próprio.

Para reduzir o peso próprio da estrutura, pode-se adotar a solução em lajes nervuradas. Nessas lajes, a zona de tração é constituída por nervuras, entre as quais podem ser colocados materiais inertes, de forma a tornar plana a superfície externa. Os materiais inertes devem ter peso específico reduzido em comparação com o peso específico do concreto, podendo ser empregados tijolos cerâmicos furados, blocos de concreto leve, blocos de isopor, etc. Alternativamente, os espaços entre as nervuras podem ser preenchidos com formas industrializadas que, após sua retirada, deixam à mostra as nervuras da laje.

Na Fig. 6.1.1, apresenta-se um corte transversal em uma laje nervurada, onde um material inerte foi colocado na zona de tração.

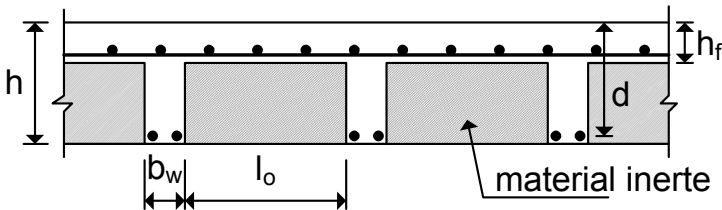


Fig. 6.1.1 - Laje nervurada com superfície plana

Na laje nervurada da Fig. 6.1.2, as nervuras ficam aparentes após a retirada das formas.

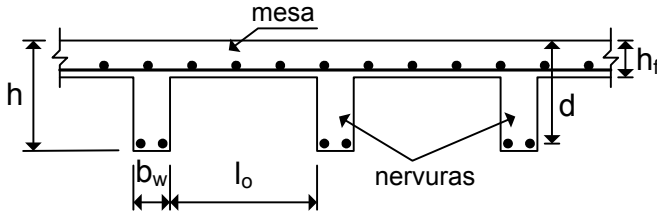


Fig. 6.1.2 - Laje nervurada com nervuras aparentes

No caso usual de lajes nervuradas com nervuras inferiores, como indicado nas figuras 6.1.1 e 6.1.2, as nervuras funcionam como vigas T para momentos fletores positivos. Se a laje for contínua, torna-se necessário que as faixas próximas aos apoios intermediários sejam maciças, como representado na Fig. 6.1.3.

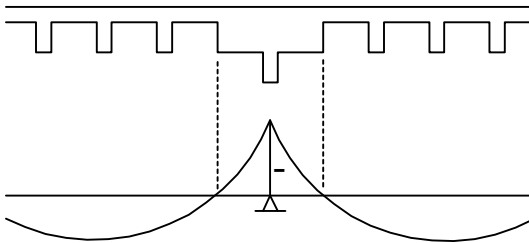


Fig. 6.1.3 - Laje nervurada contínua

Em geral, as lajes nervuradas exigem uma espessura total h cerca de 50% superior à que seria necessária para as lajes maciças. Entretanto, o peso próprio da laje nervurada (e o consumo de concreto) é inferior ao da laje maciça, resultando em uma solução mais econômica para vãos acima de 8 metros, aproximadamente.

6.2 - Prescrições da NBR-6118

De acordo com a NBR-6118 [1], as lajes nervuradas podem ser calculadas como as lajes maciças, através de processos elásticos, desde que sejam respeitadas as prescrições apresentadas a seguir.

a) A distância S entre os eixos das nervuras não deve ultrapassar 110 cm, isto é,

$0,2l = 0,2 \times 820 = 164$ cm. Logo, o número de barras em cada direção é $n = 164/10 = 16$ barras. As barras devem penetrar dentro das vigas o comprimento de ancoragem com gancho $l_{b, nec} = 17$ cm.

Solução: malha com $16 \phi 6,3$ c. 10 cm em cada direção.

1) Disposição das nervuras na laje

De um modo geral, o vão livre da laje não é múltiplo do espaçamento S entre as nervuras em determinada direção. Assim, é necessário definir uma disposição para as nervuras, de modo a vencer todo o vão livre. Isto pode ser feito de diversas maneiras, como nas três opções apresentadas na Fig. 6.4.5.

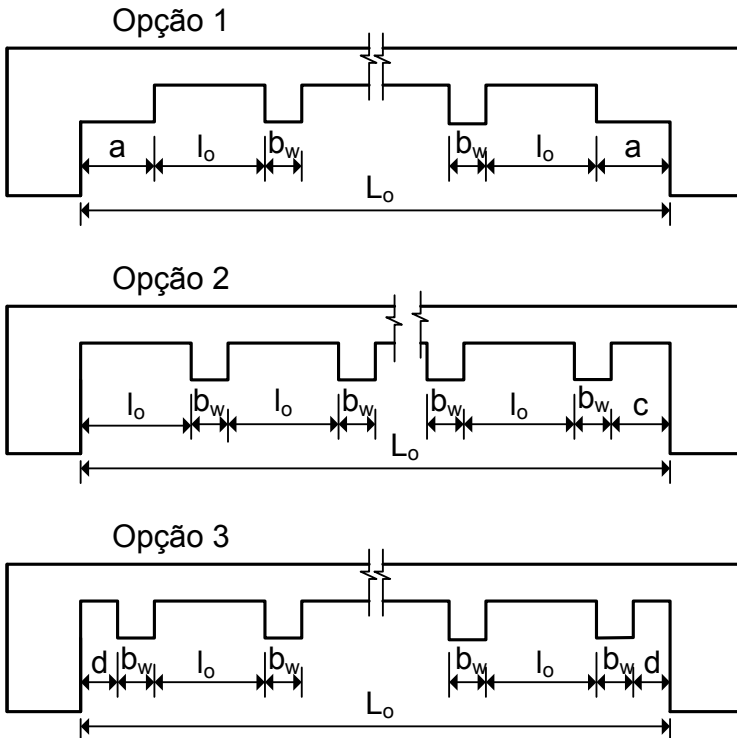


Fig. 6.4.5 – Alternativas para a disposição das nervuras

Capítulo 7

LAJES COGUMELO

7.1 - Introdução

Lajes cogumelo são as lajes apoiadas diretamente em pilares, sem a presença de vigas, que possuem capitéis. A denominação "lajes lisas" é empregada para as lajes que se apoiam diretamente sobre pilares sem capitéis.

Em geral, a capacidade resistente das lajes cogumelo é determinada pelas tensões tangenciais de punção que ocorrem no entorno dos pilares de apoio. Para reduzir essas tensões de cisalhamento, podem-se alargar as seções de topo dos pilares, o que dá origem aos capitéis, conforme mostrado na Fig. 7.1.1. As espessuras mínimas exigidas pela NBR-6118 também são indicadas nessa figura.

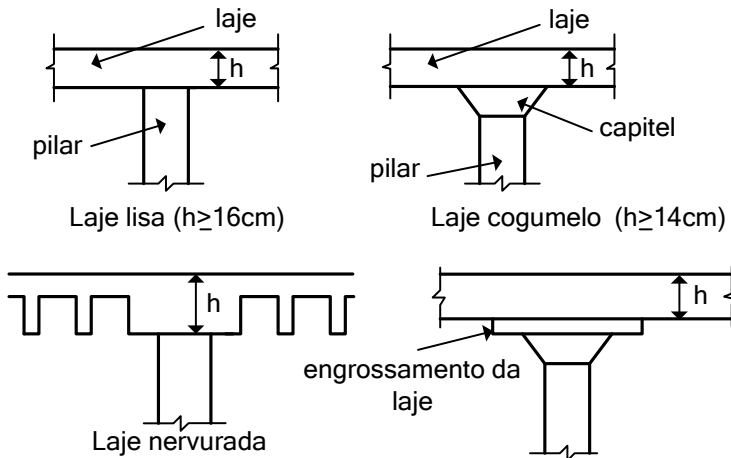


Fig. 7.1.1 - Lajes lisas e lajes cogumelo

Conforme se observa na Fig. 7.1.1, a laje também pode ser nervurada. Entretanto, na região dos pilares ela deve ser maciça.

contraventamento, como paredes estruturais ou pilares-parede nas caixas dos elevadores, para garantir a indeslocabilidade horizontal.

7.2 - Cálculo dos esforços pelo método dos pórticos virtuais

O cálculo dos esforços nas lajes cogumelo pode ser feito com o emprego de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos. Tabelas para o cálculo dos esforços são disponíveis apenas em alguns casos muito particulares [5,23]. Entretanto, em algumas situações, pode-se efetuar um cálculo simplificado.

De acordo com a NBR-6118, quando os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, os esforços podem ser calculados considerando-se pórticos múltiplos (de vários pisos) em cada direção. Para isto, admite-se que a laje esteja dividida em duas séries ortogonais de vigas, como representado na Fig. 7.2.1. Para cada pórtico assim formado, considera-se a carga total.

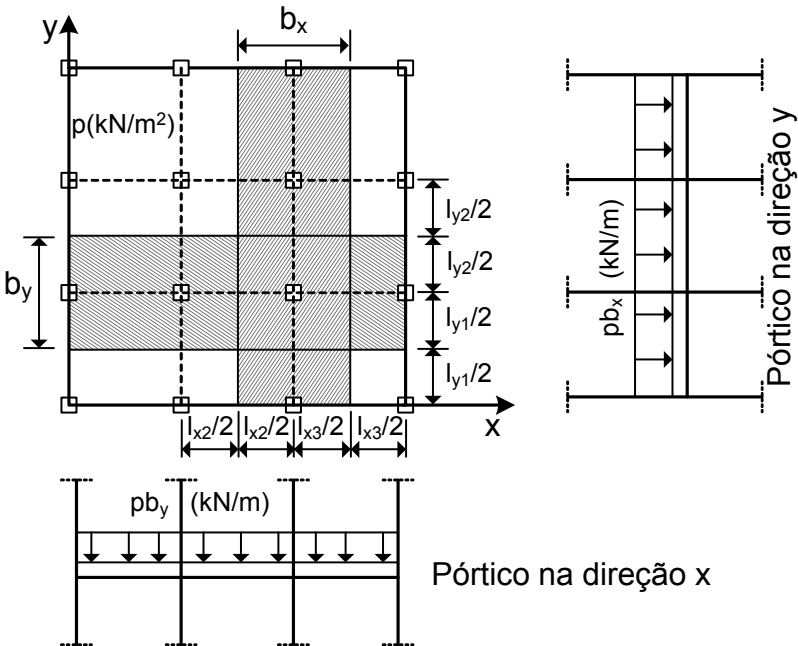


Fig. 7.2.1 - Definição dos pórticos múltiplos

$$b \geq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ l_o/15 = 400/15 = 27 \text{ cm} \\ l_y/20 = 600/20 = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b \geq 30 \text{ cm}$$

Para o cálculo da laje, consideram-se as seguintes cargas:

- peso próprio = $25h = 25 \times 0,24 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- revestimento = $1,0 \text{ kN/m}^2$
- paredes divisórias = $1,0 \text{ kN/m}^2$
- carga variável = $2,0 \text{ kN/m}^2$

Carga permanente: $g = 8 \text{ kN/m}^2$. Carga variável: $q = 2 \text{ kN/m}^2$.

Carga total: $p = 10 \text{ kN/m}^2$.

A seguir, apresenta-se o cálculo dos momentos fletores segundo a direção x de acordo com os três modelos: pórtico com pilares engastados nos andares vizinhos, viga contínua com ligação elástica apenas nos pilares de extremidade, viga contínua sem ligação elástica com os pilares.

A) Modelo 1: Cálculo como pórtico

Na Fig. 7.3.2, apresenta-se o pórtico tipo segundo a direção x e a viga equivalente com as molas de rigidez rotacional G .

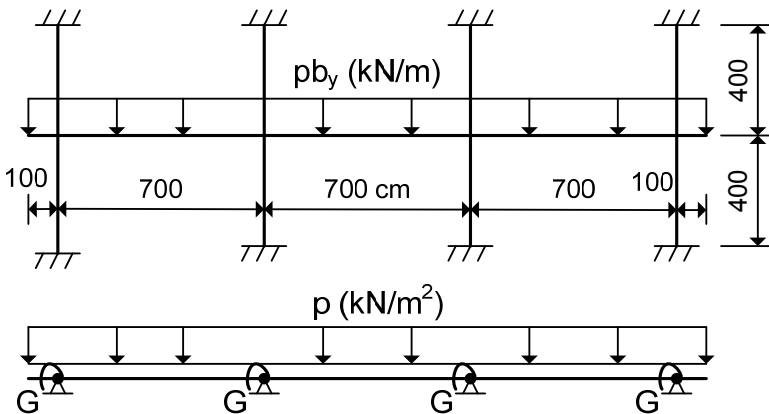


Fig. 7.3.2 – Pórticos segundo a direção x

A seguir, apresenta-se a formulação do CEB/90 [3] para o problema. Essa formulação também foi incluída na NBR-6118 [1]. Algumas simplificações introduzidas na norma espanhola EHE [18] e no EC2 [4] também são consideradas.

A resistência das lajes submetidas a forças concentradas é verificada empregando-se uma tensão de cisalhamento nominal em uma superfície crítica concêntrica à região carregada. Essas tensões tangenciais atuando na superfície crítica não têm significado físico, mas esse procedimento empírico permite representar satisfatoriamente os resultados experimentais disponíveis.

A superfície crítica é definida a uma distância igual a $2d$ do contorno da área de aplicação da força e deve ser construída de maneira a minimizar o seu perímetro u_1 . A altura útil da laje, d , é considerada constante e dada por

$$d = (d_x + d_y) / 2 \quad (7.5.1)$$

onde d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais x e y , respectivamente.

Na Fig. 7.5.2, são representados os perímetros críticos para cargas concentradas ou pilares de apoio situados no interior da laje.

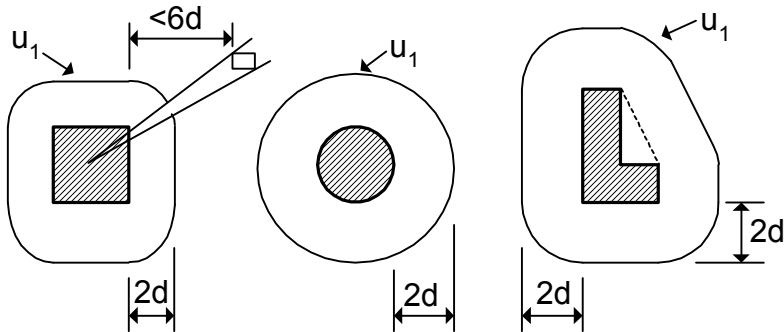


Fig. 7.5.2 - Perímetro crítico em pilares internos

Conforme está indicado na Fig. 7.5.2, havendo uma abertura na laje situada a menos de $6d$ da face do pilar, não se considera para o cálculo do perímetro crítico u_1 o trecho situado entre as duas retas que passam pelo centro do pilar e tangenciam o contorno da abertura. Se o contorno da área carregada apresentar reentrâncias (seção L da

Fig. 7.5.2), o perímetro crítico é determinado a partir do polígono convexo circunscrito ao contorno da região carregada.

Na Fig. 7.5.3, indicam-se os perímetros críticos para os pilares situados em uma borda livre e em um canto da laje. Observa-se que o perímetro crítico não é contado até as bordas da laje.

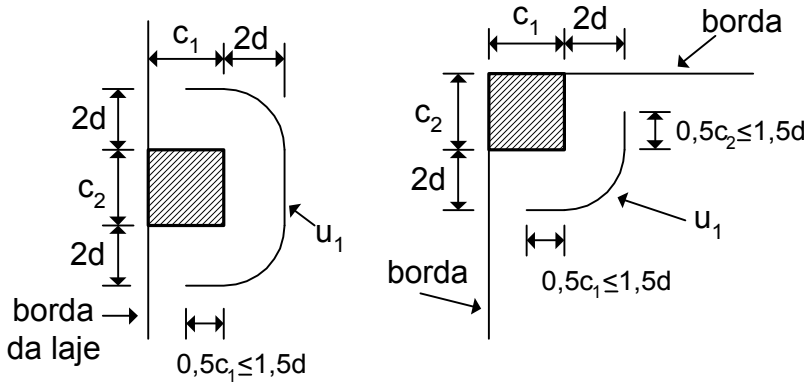


Fig. 7.5.3 - Perímetro crítico em pilares de borda e de canto

Na Fig. 7.5.4, encontram-se representados os esforços transmitidos ao pilar em uma união com a laje. No caso dos pilares internos, quando a força de compressão é suposta centrada, os momentos M_{d1} e M_{d2} são nulos.

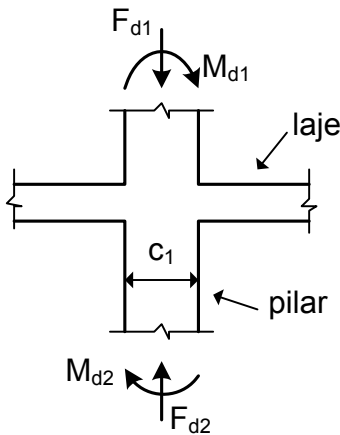


Fig. 7.5.4 - Esforços atuando no pilar

Capítulo 8

FUNDAÇÕES

8.1 - Introdução

O estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício. A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos às características do solo, tais como sua deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes.

De um modo geral, uma boa fundação deve satisfazer os seguintes requisitos:

- deve se situar a uma profundidade adequada, para evitar danos causados por escavações ou por futuras construções na sua vizinhança;

- deve ser segura contra a ruptura do solo;

- seus recalques devem ser compatíveis com a capacidade de acomodação da estrutura, especialmente os recalques diferenciais.

A análise desses requisitos é objeto de estudos da Mecânica dos Solos, devendo-se recorrer à bibliografia especializada.

As fundações podem ser classificadas em superficiais e profundas. As sapatas e as placas de fundação são exemplos de fundações superficiais, enquanto as estacas são fundações profundas.

As sapatas são indicadas quando o terreno apresenta, já na sua superfície, resistência satisfatória para as cargas da estrutura e é suficientemente homogêneo para evitar recalques diferenciais importantes.

As placas de fundação são empregadas quando o solo é menos resistente ou menos homogêneo, ou para estruturas mais pesadas e com menor capacidade de acomodação. Com essa solução, consegue-se aumentar a área de contato com o solo e reduzir os recalques dife-

pode-se considerar um comprimento de ancoragem reduzido. Assim, a altura da sapata também deve respeitar a condição

$$h \geq 0,6l_b + 5 \text{ cm} \quad (8.4.3)$$

onde l_b é o comprimento básico de ancoragem das armaduras verticais da parede.

A armadura vertical da parede, ou do pilar quando for o caso, deve ser prolongada até o fundo da sapata, apoiando-se sobre a armadura horizontal da sapata por meio de dobras (ganchos a 90°). Se a armadura estiver comprimida, ela será ancorada por aderência ao longo do trecho reto dentro da sapata. Se algumas barras da armadura estiverem tracionadas, devido à presença de ações horizontais na parede, por exemplo, o gancho permitirá a redução do comprimento de ancoragem, de modo que a altura dada na equação (8.4.3) também será suficiente.

Na Fig. 8.4.2, representa-se a sapata submetida à carga de cálculo N_d , a qual é transmitida até a base através de uma série de bielas inclinadas que se apoiam no tirante inferior representado pela armadura. As bielas mais distantes do eixo da parede possuem uma inclinação aproximadamente igual a $\text{tg} \theta \cong \frac{2h}{A-a}$. Como a sapata é rígida, tem-se que $\text{tg} \theta \geq 1/2$.

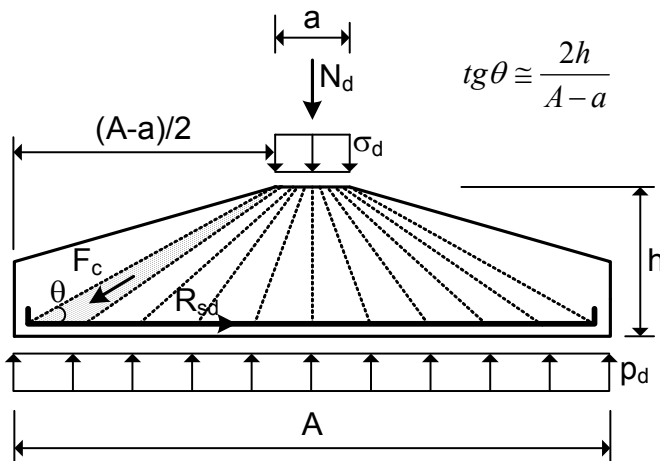


Fig. 8.4.2 - Modelo de bielas e tirante

A tensão σ_d aplicada no topo da sapata é dada por

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a} = \frac{\gamma_f N_k}{a} \quad (8.4.4)$$

onde N_d é a força de cálculo transmitida pela parede, por unidade de comprimento da sapata, e $\gamma_f = 1,4$ nos casos usuais.

No caso de paredes de alvenaria, essa tensão de contato é pequena e, em geral, não há risco de esmagamento das bielas de compressão. Nesses casos, a tensão σ_d é limitada pela resistência da própria alvenaria.

Em se tratando de uma parede de concreto armado, a tensão σ_d pode ser superior à resistência do concreto da sapata, o que indica que a seção de contato não é capaz de absorver a força N_d sem o auxílio das armaduras da própria parede. Neste caso, as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado a uma profundidade x a partir do topo da sapata, onde as tensões de compressão no concreto já tenham sido reduzidas o suficiente para que não seja necessário contar com a colaboração da armadura da parede [22]. Esse plano horizontal é mostrado na Fig. 8.4.3.

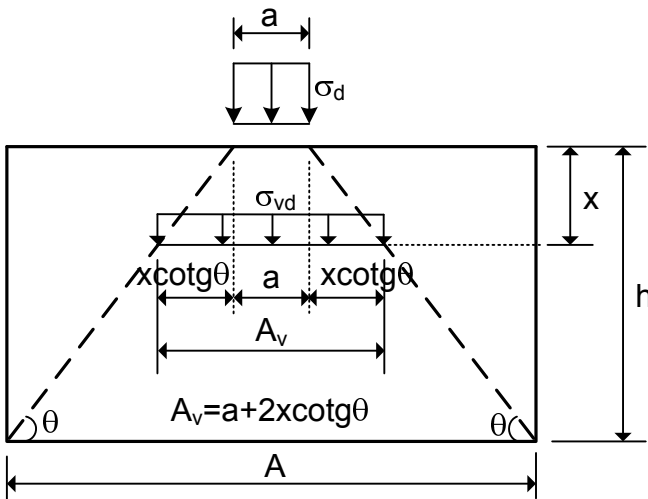


Fig. 8.4.3 - Tensão normal em um plano horizontal dentro da sapata

Na Fig. 8.5.10, encontram-se representadas as armaduras.

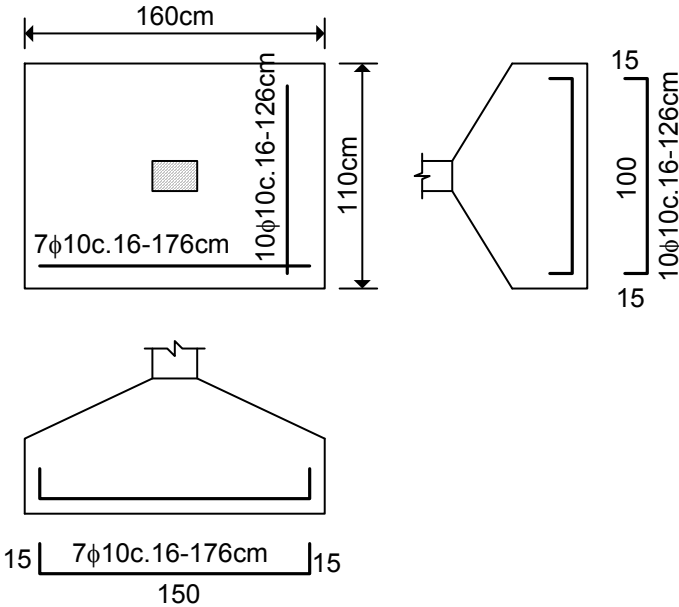


Fig. 8.5.10 - Armaduras da sapata isolada

Exemplo 2: Resolver o problema anterior adotando sapata com balanços iguais

1) Projeto geométrico

$$S = 15750 \text{ cm}^2 ; a = 30 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{a-b}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{a-b}{2} \right)^2 + S} \rightarrow A = 130,60 \text{ cm}$$

$$B = \frac{S}{A} = \frac{15750}{130,60} = 120,60 \text{ cm}$$

Valores adotados: $A = 130 \text{ cm} ; B = 120 \text{ cm}$

solo no sentido longitudinal da sapata. Conforme foi mostrado na seção 8.3, esse problema pode ser resolvido considerando-se a sapata como uma viga sobre base elástica. Na prática, podem-se considerar, também, as distribuições uniformes e triangulares indicadas na Fig. 8.3.6.

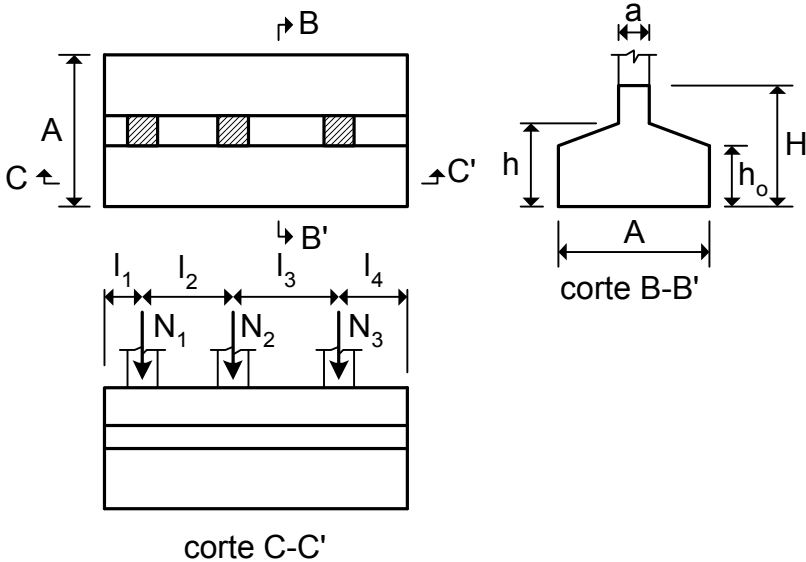


Fig. 8.6.1 - Sapata contínua sob três pilares

A distribuição uniforme fornece os maiores momentos fletores longitudinais e, portanto, fica a favor da segurança para o cálculo da viga. Porém, se a viga for flexível e o solo for pouco deformável, deve-se adotar uma distribuição triangular para verificar a pressão no solo.

Em geral, adota-se para a viga uma altura H entre $1/6$ e $1/9$ do maior vão entre pilares. Com essa rigidez da viga, pode-se admitir que as reações do terreno sejam uniformes ou variem linearmente ao longo do comprimento da sapata. O cálculo da sapata na direção transversal é idêntico ao da sapata sob parede, apresentado anteriormente. Para a sapata ser considerada rígida, ela deve ter uma altura $h \geq (A - a)/4$.

Se a resultante R das cargas dos pilares passar pelo centro da sapata (carga centrada), a distribuição de pressões no solo é uniforme. Se essa resultante for excêntrica, a distribuição de pressões é

trapezoidal, conforme representado na Fig. 8.6.2. Neste último caso, a diferença de pressão sob os pilares poderá causar recalques diferenciais importantes, o que provocará o surgimento de esforços adicionais na superestrutura. Por isso, sempre que possível, deve-se evitar a sapata com carga excêntrica.

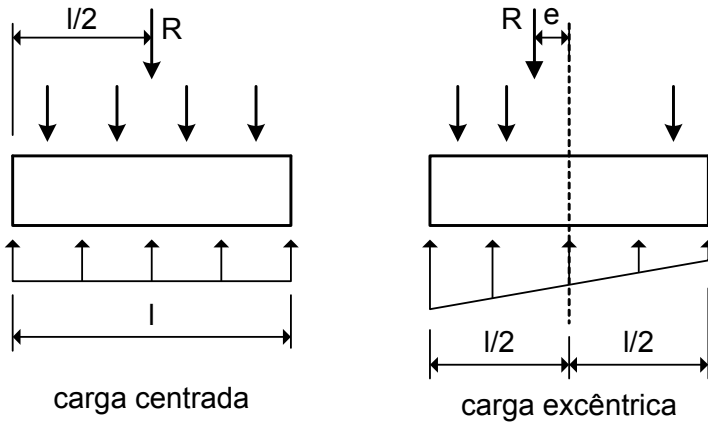


Fig. 8.6.2 - Reações do solo sob a sapata

Para centralizar a resultante das cargas dos pilares, pode-se projetar a sapata com balanços desiguais ou uma sapata trapezoidal, conforme está indicado na Fig. 8.6.3. Em ambos os casos, a resultante R das cargas dos pilares deve passar pelo centroide da sapata (ponto O da figura).

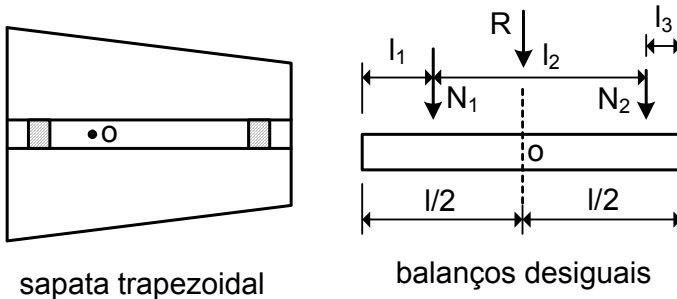


Fig. 8.6.3 - Centralização da carga na sapata

Para a sapata sob dois pilares e com balanços desiguais, pode-se escrever

$$R = N_1 + N_2 \quad (8.6.1)$$

8.7 - Vigas de equilíbrio

Conforme foi salientado na seção 8.2, quando uma sapata estiver na divisa do terreno, a carga transmitida pelo pilar será excêntrica em relação ao centro da sapata. As maiores pressões no solo ocorrem nas proximidades do terreno vizinho, onde há a possibilidade de serem realizadas escavações futuras. Nesses casos, é sempre recomendável projetar uma viga de equilíbrio para deslocar a carga para o centro da sapata. Dessa forma, pode-se considerar que as pressões no solo se distribuam uniformemente sob a sapata da divisa.

Na Fig. 8.7.1, apresentam-se a geometria da viga de equilíbrio e o carregamento atuante. A carga de serviço do pilar situado na divisa é N_1 . No pilar interno, ao qual a viga de equilíbrio está ligada, a carga de serviço é N_2 . A pressão no solo sob a sapata da divisa é igual a p .

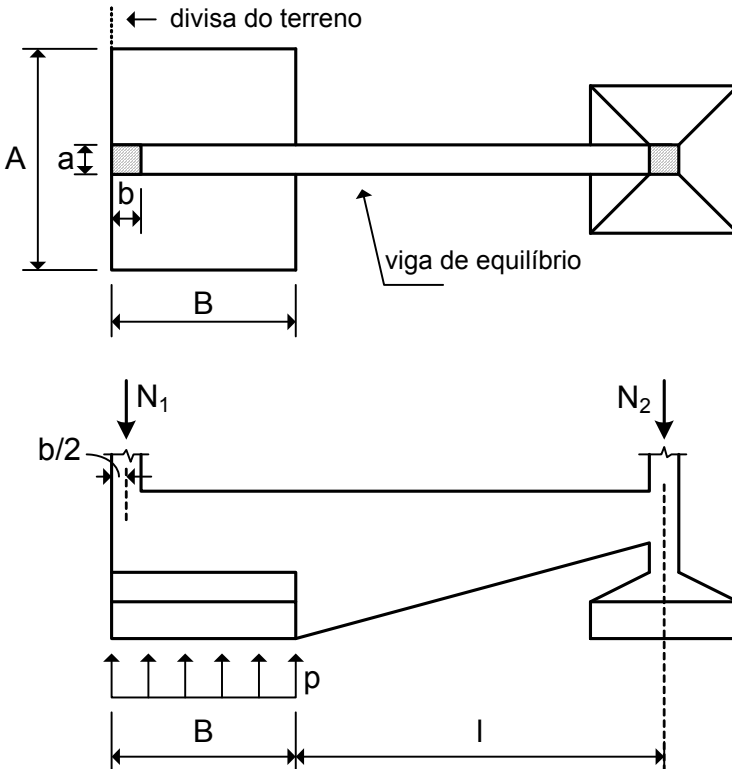
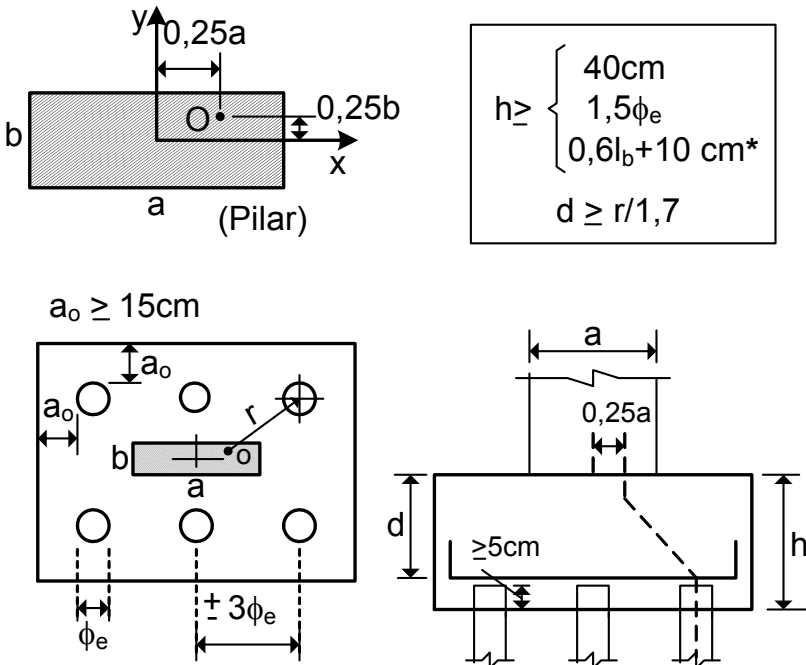


Fig. 8.7.1 - Sapata de divisa com viga de equilíbrio

sistema de eixos $x - y$ com origem no eixo do pilar, sendo a e b as dimensões do pilar segundo as direções x e y , respectivamente.

Na Fig. 8.8.1, são indicadas as regras práticas para a determinação da geometria dos blocos, adaptadas das referências [16,18, 22,30], com a modificação sugerida para a altura útil d . Deve-se salientar que a adoção de valores maiores para a altura do bloco é sempre favorável, tanto na redução das armaduras quanto na segurança das bielas de compressão, como se verifica pelo desenvolvimento apresentado a seguir.



* Nota: adotar $l_{b,nec} + 10$ cm para bocos sobre uma estaca

Fig. 8.8.1 - Geometria dos blocos rígidos

Para determinar a carga em cada estaca, pode-se admitir que elas funcionem como birrotuladas, o que consiste em desprezar os esforços de flexão provocados pelo engastamento das estacas no bloco e no terreno. Essa hipótese é válida, desde que as estacas sejam flexíveis, o que ocorre na maioria das vezes. Nesses casos, os esforços normais são determinantes para o dimensionamento das estacas.

Nos casos de estaqueamentos isostáticos, a carga em cada estaca é obtida pela simples aplicação das equações de equilíbrio. Se o problema for hiperestático, admite-se que o bloco seja infinitamente rígido e aplica-se a equação de compatibilidade de deslocamentos. Nesse caso, o problema é análogo ao da determinação das tensões normais em uma seção submetida à flexão composta.

Na Fig. 8.8.2, encontra-se representado um bloco sobre várias estacas, submetido à força normal N_d com as excentricidades e_x e e_y em relação ao sistema de eixos que passa pelo centroide c do estaqueamento.

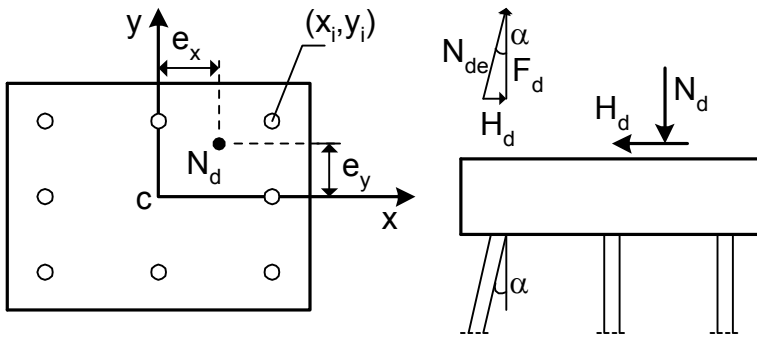


Fig. 8.8.2 - Determinação da carga em cada estaca

A carga F_{di} em uma estaca genérica, situada na posição (x_i, y_i) , é dada por

$$F_{di} = N_d \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x}{I_x} x_i + \frac{e_y}{I_y} y_i \right) \quad (8.8.1)$$

onde n é o número de estacas, $I_x = \sum_{j=1}^n x_j^2$, $I_y = \sum_{j=1}^n y_j^2$.

Havendo, também, uma força horizontal H_d , basta inclinar algumas estacas de um ângulo α , como indicado na Fig. 8.8.2. A componente vertical F_d da carga na estaca é calculada com o emprego da equação (8.8.1). Portanto, a força normal na estaca é

$N_{de} = F_d / \cos \alpha$. A componente horizontal da carga é $F_d \operatorname{tg} \alpha$. Logo, pode-se projetar um determinado número de estacas inclinadas para satisfazer a equação de equilíbrio

$$\sum F_{di} \operatorname{tg} \alpha_i = H_d \quad (8.8.2)$$

Quando a força horizontal atuar em várias direções, é necessário determinar um arranjo para as estacas inclinadas capaz de garantir o equilíbrio. Se as forças horizontais são devidas exclusivamente à ação do vento e não ultrapassam 3% das cargas verticais, não é necessário projetar estacas inclinadas [16].

Na Fig. 8.8.3, apresenta-se o modelo de bielas e tirante para um bloco sobre duas estacas. Conforme se observa, o ângulo θ de inclinação das bielas é tal que $\operatorname{tg} \theta = Z/r$, onde $Z = d - 0,5x$ é o braço de alavanca e r é a distância do eixo da estaca até o ponto situado a $0,25a$ da face do pilar.

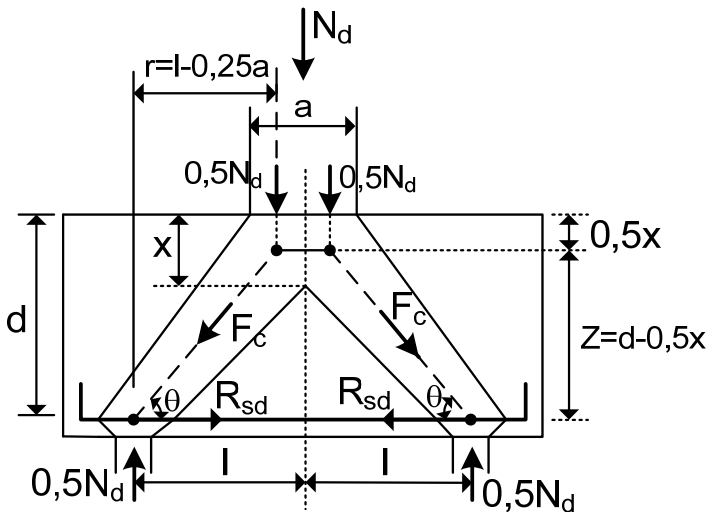


Fig. 8.8.3 – Modelo de bielas e tirante para bloco sobre duas estacas

De maneira análoga ao que foi mostrado para as sapatas isoladas, para garantir a segurança contra o esmagamento das bielas de concreto junto ao topo do bloco, as armaduras do banzo tracionado

devem ser calculadas considerando o braço de alavanca $Z = d - 0,5x$, onde d é a altura útil do bloco e x é a profundidade do plano horizontal onde a tensão vertical σ_{vd} é igual a $0,85f_{cd} \text{sen}^2\theta$, sendo θ o ângulo de inclinação da biela mais abatida. Como o ângulo θ é função de x , este problema só pode ser resolvido através de um processo iterativo, como no modelo desenvolvido pelo Autor [32].

Para evitar o processo iterativo, pode-se arbitrar um ângulo de inclinação θ'' independente de x . Fusco [22], por exemplo, adota o valor fixo $\theta'' = 26,6^\circ$ para o cálculo da área ampliada A_v e da profundidade x do plano horizontal. Entretanto, se $\theta'' = 26,6^\circ$ for muito inferior ao ângulo real θ de inclinação das bielas, surgem tensões de tração na região superior do bloco, o que dá origem ao esforço de fendilhamento T , como mostrado na Fig. 8.8.4.

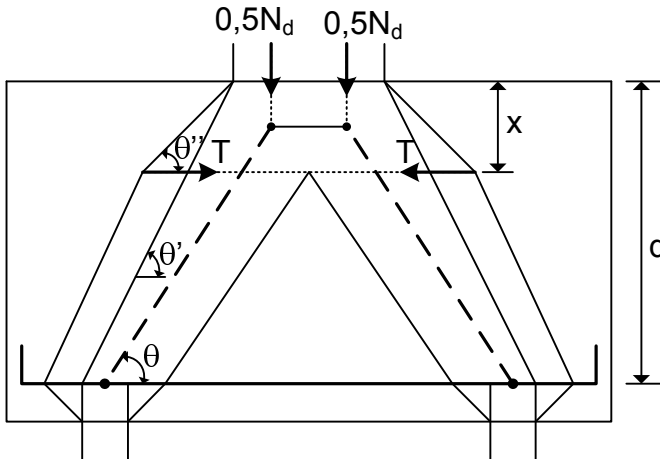


Fig. 8.8.4 – Diferentes opções para o espalhamento da carga abaixo do pilar para cálculo da área ampliada

Outra opção é usar o ângulo θ' , obtido ligando-se as faces do pilar às faces externas das estacas, como na Fig. 8.8.4. Neste caso, a solução será inteiramente análoga àquela adotada para as sapatas corridas sob parede (comparar com a Fig. 8.4.3). Além de não surgir a força de fendilhamento, pode-se resolver o problema sem iterações. Em geral, a diferença entre θ' e θ não é importante, podendo-se

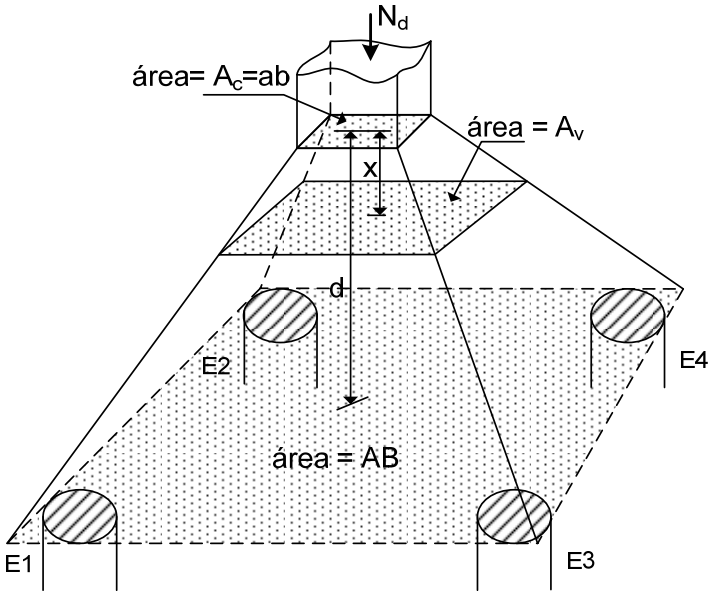


Fig. 8.8.6 – Distribuição da carga na direção vertical para um bloco sobre quatro estacas

A tensão vertical de compressão na profundidade x é $\sigma_{vd} = N_d / A_v$. Considerando as equações (8.8.3) e (8.8.5) e fazendo $\sigma_{vd} = 0,85 f_{cd} \text{sen}^2 \theta$, chega-se a

$$\frac{x}{a} = 0,5 \text{tg} \theta \left(\frac{v_o}{0,85 \text{sen}^2 \theta} - 1 \right) \geq 0 \quad (8.8.6)$$

Observa-se que essa expressão é a mesma (8.4.11), uma vez que a tensão no topo do bloco é $\sigma_d = N_d / (ab) = v_o f_{cd}$.

A) Blocos sobre várias estacas

Neste caso, o problema é idêntico ao da sapata rígida isolada e a solução é dada na equação (8.5.12). Adotando a altura útil d do bloco no lugar da altura total h da sapata, tem-se:

Capítulo 9

PROJETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

9.1 - Introdução

Ao longo de toda essa coleção, foram apresentados os procedimentos de projeto das estruturas de concreto armado em situações normais de uso. Nessas condições, consideram-se as resistências dos materiais obtidas na temperatura padrão de 20 °C, bem como as ações que possuam grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura.

Entretanto, em algumas situações torna-se necessário elaborar o projeto da estrutura para suportar a ação de um incêndio. Nesse caso, tem-se a ocorrência de uma ação excepcional, como foi definido no capítulo 3 do Volume 1. Por se tratar de um evento excepcional, de curta duração, podem-se reduzir os valores dos coeficientes parciais de segurança. Entretanto, devem-se considerar os efeitos nocivos das altas temperaturas nas resistências do concreto e do aço.

Os objetivos gerais do projeto em situação de incêndio, como definido na NBR-15200 [39], são de limitar o risco à vida humana, o risco da vizinhança e da sociedade, e o risco da propriedade exposta ao fogo. Para isto, o projeto de uma edificação deve levar em conta um conjunto de requisitos de proteção contra incêndio, visando:

- reduzir o risco de incêndio;
- controlar o fogo nos estágios iniciais;
- limitar a área exposta ao fogo (compartimento corta-fogo);
- criar rotas de fuga;
- facilitar as operações de combate ao incêndio;
- evitar a ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

Do ponto de vista do projeto estrutural, deve-se garantir que a estrutura mantém as seguintes funções:

- função corta-fogo: a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. Segundo o EC2 [40], a elevação máxima da temperatura no lado oposto à face exposta ao fogo, deve ser limitada em 180 °C;

- função de suporte: a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

Essas duas funções devem ser mantidas durante certo tempo de exposição da estrutura ao incêndio, denominado “tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)”. Edificações grandes, sobretudo mais altas, contendo maior carga de incêndio, devem atender a exigências mais severas. Por outro lado, as exigências em relação à resistência da estrutura ao fogo podem ser aliviadas, quando são tomadas medidas no projeto para reduzir o risco de incêndio ou sua propagação, bem como para facilitar a fuga dos usuários e as operações de combate ao fogo.

Na Tabela 9.1.1, indicam-se os valores do TRRF conforme as recomendações do ACMC [41].

Tabela 9.1.1 – Tempo requerido de resistência ao fogo de elementos estruturais (conforme o ACMC [41])

Elemento	Número de pavimentos	TRRF (min)
Vigas isoladas	-	60
Pilares e paredes estruturais	1 a 4	60
	5 a 14	120
	15 ou mais	180
Pavimentos (sistema laje-viga)	1 a 4 *	60
	5 ou mais *	120
* Número de pavimentos acima do elemento		

A norma brasileira NBR-14432 [42] apresenta as exigências de resistência ao fogo para os elementos estruturais das edificações, considerando o uso da edificação, sua altura, a carga de incêndio, etc. Além disso, há uma série de regras para se dispensar a verificação da

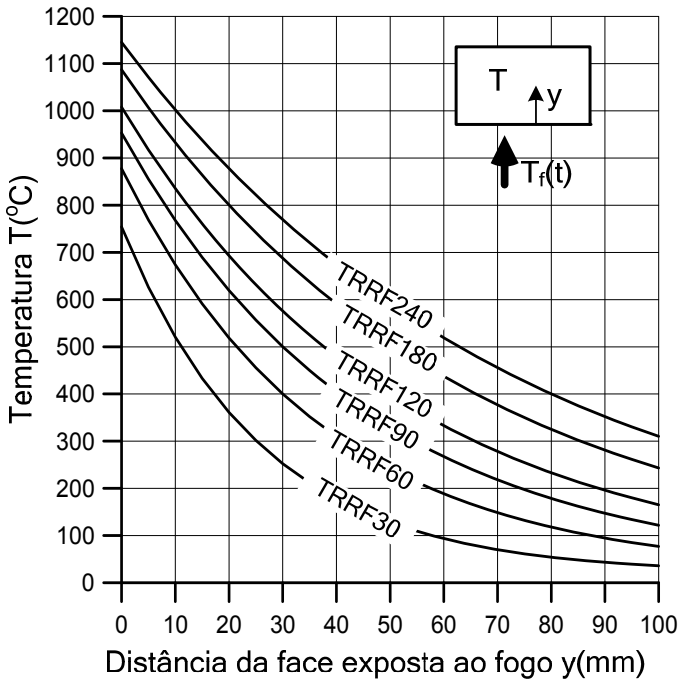


Fig. 9.3.2 – Variação da temperatura em uma parede ou laje

9.4 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais

As propriedades mecânicas do concreto e dos aços sofrem grandes variações com a temperatura, como é apresentado na NBR-15200[39] e no EC2[40]. Para a maioria das análises, basta conhecer os efeitos da temperatura na resistência à compressão do concreto e na tensão de escoamento dos aços.

O coeficiente de redução da resistência do concreto com a temperatura, k_c , é dado por

$$k_c = \frac{f_{ck,T}}{f_{ck}} \quad (9.4.1)$$

onde $f_{ck,T}$ é a resistência característica na temperatura T °C e f_{ck} é a resistência característica na temperatura de 20 °C.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2023.
2. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento à torção de vigas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.21, p.1-11, Maio, 2013. Disponível em <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
3. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
4. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Lausanne, 1985.
6. FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto: Solicitações normais*. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981.
7. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v.1, 2. ed., São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1983.
8. GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.3, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
9. POLILLO, A. *Dimensionamento de Concreto Armado*. v.4, 1.ed., Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1979.
10. SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. *Lajes em Concreto Armado e Protendido*. Niterói: EDUFF, 1994.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Ações Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 2019.
12. ROCHA, A. M. *Curso Prático de Concreto Armado*. v.3, 18. ed., São Paulo: Livraria Nobel S.A., 1983.

13. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.3, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
14. BELLUZZI, O. *Ciencia de la Construcción*. v.2. Madrid: Aguilar, 1971.
15. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.2, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
16. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. v.1, 10. ed., Barcelona: Gustavo Gili, 1979.
17. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – FIB. *Model Code 2010*. Final draft. 2 v. Lausanne, April, 2012.
18. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08*, 5. ed., Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
19. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. 2019.
20. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2017.
21. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-5626: Sistemas prediais de água fria e água quente – Projeto, execução, operação e manutenção*. Rio de Janeiro, 2020.
22. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
23. KALMANOK, A. S. *Manual Para Calculo de Placas*. Montevideo: Editora Inter Ciencia, 1961.
24. SZILARD, R. *Theory and Analysis of Plates: classical and numerical methods*. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1974.
25. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-3. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures*. June, 2006.

26. ZIENKIEWICZ, O. C.; Taylor, R. L. *The Finite Element Method*. 3 v., 5. ed., Butterworth-Heinemann, Oxford, UK, 2000.
27. ARAÚJO, J. M. *Avaliação dos procedimentos de projeto das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.3, p.15-25, jun. 2003. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
28. ARAÚJO, J. M. *Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.7, p.1-8, set. 2005. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
29. ARAÚJO, J. M. *A rigidez equivalente das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.8, p.1-9, abr. 2006. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
30. GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.2, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
31. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2022.
32. ARAÚJO, J. M. *Design of rigid pile caps through an iterative strut-and-tie model*. Journal of Advanced Concrete Technology, v. 14, n.8, p.397-407, Japan Concrete Institute, Tokyo, 2016.
33. CALAVERA, J. *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. 4. ed., INTEMAC, Madrid, 2000.
34. ARAÚJO, J. M. *Análise de barragens de gravidade de concreto considerando a fase construtiva e a interação dinâmica barragem-reservatório-fundação*. Tese de doutorado, PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1995. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1456>>.
35. ARAÚJO, J. M. *Tensões térmicas em blocos de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.22, p.1-14, Out., 2013. (www.editoradunas.com.br/revistatpec)
36. HETÉNYI, M. *Beams on Elastic Foundation*. Michigan: University of Michigan, Ann Arbor, 1946.

37. ARAÚJO, J. M. *Análise não-linear de vigas em base elástica*. Revista Vetor, Rio Grande: FURG, v.2, p.31-42, 1988.
38. TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, 1970.
39. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro, 2012.
40. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-2. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*. Março, 2010.
41. INTERNATIONAL COMMITTEE ON CONCRETE MODEL FOR ASIA. *Asian Concrete Model Code: Design for Fire Actions*. ACOM-L3-004. Tokyo, June, 2007.
42. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*. Rio de Janeiro, 2001.
43. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681/2003: Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro, versão corrigida, 2004.

Editora Dunas
Rua Tiradentes, 105 – Bairro Cidade Nova
96211-080 Rio Grande – RS
www.editoradunas.com.br
e-mail: contato@editoradunas.com.br