

João Carlos de Campos

de **ELEMENTOS**
FUNDAÇÕES
em **CONCRETO**

João Carlos de Campos

de **ELEMENTOS**
em **FUNDAÇÕES**
CONCRETO

oficina de textos

Copyright © 2015 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990,
em vigor no Brasil desde 2009.

Conselho editorial Cylon Gonçalves da Silva; Doris C. C. K. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira dos Santos;
Teresa Gallotti Florenzano

Capa e projeto gráfico Malu Vallim
Diagramação Casa Editorial Maluhy Co.
Preparação de figuras Maria Lúcia Rigon
Preparação de textos Daniela Rigon
Revisão de textos Hélio Hideki Iraha
Impressão e acabamento

Dados internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Campos, João Carlos de
Elementos de fundações em concreto / João
Carlos de Campos. -- São Paulo : Oficina de
Textos, 2015.

Bibliografia.
ISBN 978-85-7975-169-1

1. Construção em concreto 2. Fundações
3. Fundações (Engenharia) 4. Fundações -
Especificações I. Título.

15-03413

CDD-624.15

Índices para catálogo sistemático:

1. Fundações em concreto : Engenharia 624.15

Todos os direitos reservados à **Editores Oficina de Textos**
Rua Cubatão, 959
CEP 04013-043 São Paulo SP
tel. (11) 3085 7933 fax (11) 3083 0849
www.ofitexto.com.br atend@ofitexto.com.br

PREFÁCIO

A ideia deste livro nasceu com os cursos de pós-graduação em Estruturas do Centro Universitário de Lins (Unilins), os quais se estenderam em parcerias com outras instituições do país, como a Sociedade Educacional de Santa Catarina (Sociesc) e o Sindicato dos Engenheiros no Estado de São Paulo (Seesp).

Esta obra me permitiu resgatar grande parte do material das aulas do curso de graduação ministradas pelo Prof. Luciano Borges, meu grande mestre, a quem presto homenagens e dedico este livro. O Prof. Luciano Borges, que retornou da Alemanha no final de 1972, ministrou aulas de Concreto Estrutural para minha turma logo no ano seguinte. Como diziam os colegas, “babava” concreto armado e queria transferir para nós tudo o que havia absorvido nos dois anos em que estive no escritório do engenheiro Fritz Leonhardt (Stuttgart, Alemanha), um dos maiores escritórios de cálculo estrutural do mundo na época. Deixou para a nossa geração da Escola de Engenharia de Lins um legado de conhecimentos sobre concreto estrutural, do qual usufruí e que repassei neste livro.

O foco principal deste trabalho são os elementos de fundação em concreto, os quais foram abordados em quatro partes: “Considerações preliminares”, “Fundações rasas”, “Fundações profundas” e “Elementos de transição”. A cada capítulo ou a cada tema que desenvolvi, deparei-me com a exigência de apresentar alguns conhecimentos preliminares tanto da área de Solos quanto da área de Concreto. Assim, os primeiros cinco capítulos, que constituem a primeira parte deste livro, versam sobre temas como: estruturação; ações e segurança nas estruturas; concreto e aço para fins estruturais; peças de concreto armado (verificações, dimensionamento); e fundações (comportamento e interação solo *versus* elemento estrutural). As demais partes compõem, ao todo, mais nove capítulos, com foco mais específico nos elementos de fundações em concreto.

Um livro, pelo que notei ao longo desses quatro anos em que neste trabalhei, é na verdade uma compilação de temas desenvolvidos por diversos autores e profissionais que, de certa forma, se dispuseram a colocar publicamente suas ideias e pesquisas sobre esses determinados temas. Aqui não foi diferente. Procurei, no alinhamento daquilo que me dispunha a transferir aos meus alunos e aos profissionais da área, seguindo a lógica organizada pelo Prof. Luciano Borges em suas aulas, adequar os temas às normas atuais, bem como aos conceitos novos que porventura surgiram nesse ínterim de mais de 40 anos. Este livro já atende às especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ao longo dos meus 40 anos como profissional de engenharia e professor universitário na área de Projetos, Planejamento e Construção, vi-me compelido a compartilhar parte de minhas experiências na área de Engenharia por meio deste livro. Como diz Robert Green Ingersoll (1833-1899), “na vida não existem prêmios nem castigos, mas sim consequências”. Acredito que este livro seja consequência desse trabalho.

Tanto na vida profissional quanto na acadêmica, tive a oportunidade de conviver com grandes profissionais, que contribuíram direta ou indiretamente para a minha formação na área de Estruturas, entre os quais destaco: Prof. Luciano Borges, já mencionado anteriormente; Prof. Maurício Gertsenchtein (Maubertec); Prof. Lobo Carneiro (Coppe-UFRJ); Prof. Humberto Lima Soriano (Coppe-UFRJ), meu orientador de mestrado; Prof. Péricles Brasiliense Fusco (USP), um dos meus professores de pós-graduação; Prof. John Ulic Burke (Maubertec); Prof. José Carlos de Figueiredo Ferraz (USP), paraninfo de minha turma de graduação e também professor de pós-graduação; Kalil José Skaf (Maubertec) e Nelson Covas (Maubertec). Por último, com destaque especial, Prof. Jairo Porto, a quem manifesto meu eterno agradecimento pela grande contribuição que com certeza teve não só em minha vida profissional, mas também em minha vida pessoal.

SUMÁRIO

PARTE I | Considerações preliminares, 9

1 Estruturação, 11

- 1.1 – Conceitos, 11
- 1.2 – Análise estrutural, 12

2 Ações e seguranças nas estruturas, 35

- 2.1 – Estados-limites, 35
- 2.2 – Ações, 36
- 2.3 – Valores das ações e solicitações, 46
- 2.4 – Combinações de ações, 48
- 2.5 – Segurança das estruturas, 52

3 Concreto e aço para fins estruturais, 55

- 3.1 – Concreto, 55
- 3.2 – Aço para fins estruturais, 58

4 Peças de concreto armado: verificações, 63

- 4.1 – Dimensionamento de peças de concreto armado à flexão simples e composta, 63
- 4.2 – Verificação das peças de concreto armado solicitadas ao cisalhamento, 74
- 4.3 – Controle da fissuração nas peças de concreto armado, 90

5 Fundações: solo e elemento estrutural, 105

- 5.1 – Características dos solos, 105
- 5.2 – Tensão admissível do solo: capacidade de carga do solo, 107
- 5.3 – Interação solo-elemento estrutural, 114

PARTE II | Fundações rasas, 153

6 Fundações em sapatas submetidas a cargas concentradas, 155

- 6.1 – Classificação das sapatas, 155
- 6.2 – Dimensionamento e detalhamento de sapatas, 160
- 6.3 – Sapatas retangulares para pilares com seções não retangulares, 214
- 6.4 – Sapatas circulares submetidas a cargas centradas, 214

7 Fundações em sapatas submetidas a momentos: flexão composta (N, M), 219

- 7.1 – Sapata isolada submetida à aplicação de momento, 220
- 7.2 – Sapata corrida submetida à aplicação de momento, 220
- 7.3 – Sapatas retangulares submetidas à flexão composta oblíqua, 238
- 7.4 – Sapatas circulares e anelares submetidas à flexão composta oblíqua, 252
- 7.5 – Considerações complementares, 255

8 Sapatas especiais, 261

- 8.1 – Sapatas associadas, 261
- 8.2 – Sapatas associadas para pilares de divisa, 282
- 8.3 – Sapatas vazadas ou aliviadas, 286
- 8.4 – Sapatas alavancadas, 292
- 8.5 – Fundações rasas em blocos de concreto, 300

PARTE III | Fundações profundas, 303

9 Fundações em tubulão, 305

- 9.1 – Classificação dos tubulões, 305
- 9.2 – Dimensionamento e detalhamento dos vários elementos que compõem o tubulão, 307

10 Fundações em estacas, 351

- 10.1 – Tipos de estaca, 351
- 10.2 – Escolha do tipo de estaca, 362
- 10.3 – Capacidade de carga estaca-solo submetidos à compressão, 363
- 10.4 – Capacidade de carga da estaca-solo submetidos a esforços de tração, 370
- 10.5 – Efeito de grupo de estacas, 372

11 Fundações em estacas: cargas e dimensionamento, 379

- 11.1 – Carga nas estacas: estaqueamento, 379
- 11.2 – Determinação das cargas nas estacas para um estaqueamento genérico em decorrência das ações verticais, horizontais e momentos, 386
- 11.3 – Dimensionamento e detalhamento das estacas, 403

PARTE IV | Elementos de transição, 415

12 Blocos sobre estacas ou tubulões com carga centrada, 417

- 12.1 – Modelo estrutural: hipóteses básicas, 418
- 12.2 – Dimensionamento: método das bielas, 418
- 12.3 – Ensaios realizados por Blévoit e Frémy (1967), 423
- 12.4 – Recomendações para o detalhamento, 432
- 12.5 – Bloco sob pilar alongado e estreito, 448

13 Blocos sobre estacas ou tubulões: carga excêntrica (N , M), 451

- 13.1 – Dimensionamento de bloco com pilar solicitado à flexão, 451
- 13.2 – Estacas (ou tubulões) solicitadas à flexão em decorrência de transferência dos esforços do pilar aos elementos de fundação, 453
- 13.3 – Blocos alongados submetidos à torção pela aplicação de momentos nas duas direções do pilar, 457
- 13.4 – Bloco com carga centrada e/ou momento aplicado: método da flexão, 460
- 13.5 – Blocos sob pilar vazado ou pilar de parede dupla (Fig. 13.21), 470

14 Lajes apoiadas sobre estacas ou diretamente sobre o solo (radier), 479

- 14.1 – Fundações rasas em radier, 479
- 14.2 – Lajes apoiadas diretamente sobre pilares (lajes-cogumelos) ou radier estaqueado, 504

Anexos, 509

A1. Valores de K_c e K_s , 510

A2. Valores de K_{s2} e K'_s , 511

A3. Distribuição das deformações na seção e resumo das equações para cálculo de N_{Rd} e M_{Rd} , 512

A3.1. Distribuição das deformações na seção, 512

A3.2. Resumo das equações para cálculo de N_{Rd} e M_{Rd} , 514

A4. Resumo das equações para o cálculo de ν_d e μ_d , 515

A5. Valores das linhas de influência de η_M (para cálculo de momentos em placas), 516

A6. Valores das linhas de influência de η_V (para cálculo de cortantes em placas), 518

A7. Equações para o cálculo das deformações, pressões e esforços solicitantes em elementos rígidos, 520

A8. Valores das deformações, pressões e esforços solicitantes em elementos estruturais rígidos em virtude da aplicação de força horizontal e momento no topo para K_s constante, 521

A8.1. Força horizontal aplicada no topo, 521

A8.2. Momento aplicado no topo, 521

A9. Valores das deformações, pressões e esforços solicitantes em elementos estruturais rígidos em virtude da aplicação de força horizontal e momento no topo para K_s linear, 522

A9.1. Força horizontal aplicada no topo, 522

A9.2. Momento aplicado no topo, 522

A10. Coeficiente do solo parabólico com a profundidade $f(H)$: valores de α_i e β_i (Sherif), 523

A11. Coeficiente do solo parabólico com a profundidade $f(M)$: valores de α_i e β_i (Sherif), 524

A12. Coeficiente do solo parabólico com a profundidade $f(H)$: valores de γ_i (Sherif), 525

A13. Coeficiente do solo parabólico com a profundidade $f(M)$: valores de γ_i (Sherif), 525

A14. Estaqueamento, 526

A15. Detalhamento de bloco sobre uma e duas estacas, 530

A16. Detalhamento de bloco sobre três estacas: (A) três ou mais estacas alinhadas e (B) não alinhadas, 531

A17. Detalhamento de bloco sobre quatro estacas, 533

A18. Detalhamento de bloco sobre cinco estacas (A) retangular e (B) pentagonal, 534

A19. Detalhamento de bloco sobre seis estacas (A) hexagonal e (B) retangular, 536

Referências bibliográficas, 539

Parte I

CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Projetar e executar elementos de fundações requer do profissional conhecimento de Cálculo Estrutural e Geotecnia. Segundo Velloso e Lopes (2010), no campo do Cálculo Estrutural são necessários conhecimentos de análise estrutural e dimensionamento de estruturas de concreto armado, protendido, em aço e em madeira, ao passo que no campo da Geotecnia são importantes os conhecimentos de Geologias de Engenharia e Mecânica dos Solos e das Rochas.

Neste trabalho, serão abordados somente elementos de fundações em concreto armado. Portanto, analisar elementos de fundação em concreto exige o entendimento prévio do comportamento das estruturas, do caminhamento das cargas até as fundações, dos esforços que os solicitam, das cargas (ações) atuantes, das combinações dessas cargas e seus respectivos valores de cálculo e ainda da interação solo-estrutura.

Diante disso, serão abordados nesta parte tópicos e considerações preliminares necessários para um melhor entendimento dos demais capítulos desenvolvidos.

1.1 Conceitos

1.1.1 Projeto

Projetar uma construção significa prever uma associação de seus diferentes elementos de modo a atingir os seguintes objetivos:

- a] *de ordem funcional*, para que tenha as formas e dependências de acordo com o fim a que se destina;
- b] *de ordem estrutural*, a fim de formar um conjunto perfeitamente estável.

O problema de ordem estrutural compete à Mecânica das Estruturas, que estuda o efeito produzido pelos esforços solicitados em uma construção e determina as condições que devem satisfazer seus diferentes elementos para suportar tais esforços.

1.1.2 Projeto estrutural

Chama-se de *estrutura* um conjunto de elementos resistentes de uma construção. Esse conjunto deve ser estável e capaz de receber solicitações externas e transmiti-las aos apoios (caminhamento das cargas), mantendo seu equilíbrio estático.

Esse conjunto de partes ou componentes, organizado de forma ordenada, deve cumprir funções como vencer vãos (conforme acontece com pontes e viadutos), preencher espaços (em edifícios, por exemplo) ou conter empuxos (como nos muros de arrimo, tanques ou silos).

A estrutura deve cumprir a função a que está destinada com um grau razoável de segurança, de maneira que tenha um comportamento adequado nas condições normais de serviço. Além disso, deve satisfazer outros requisitos, tais como manter o custo dentro de limites econômicos e satisfazer determinadas exigências estéticas.

Duas etapas importantes devem ser observadas no desenvolvimento de um *projeto estrutural*:

- a] A definição do sistema estrutural:
 - # identificação do tipo de estrutura ou do elemento estrutural;
 - # separação de cada elemento estrutural identificado;
 - # substituição dos contornos pelos vínculos;
 - # indicação dos diversos carregamentos atuantes.
- b] Verificações nos estados-limites, dimensionamento e detalhamento:
 - # cálculo das reações;
 - # cálculo dos esforços solicitantes (máximos e mínimos quando necessário);
 - # elaboração dos diagramas;
 - # cálculo das armaduras para os esforços máximos;
 - # comparação das tensões atuantes com as tensões resistentes;
 - # detalhamento das armaduras;
 - # verificação das deformações e das aberturas de fissuras.

- # *superestrutura*: apoia-se sobre a mesoestrutura ou infraestrutura;
- # *mesoestrutura*: apoia-se sobre a infraestrutura e dá apoio à superestrutura.
- # *infraestrutura*: dá apoio à superestrutura e à mesoestrutura.

As estruturas de pontes (Fig. 1.15), caracterizadas pelas três partes listadas, são bem conhecidas e definidas. No caso de edifícios, também se identificam com clareza a superestrutura e a infraestrutura (Fig. 1.11).

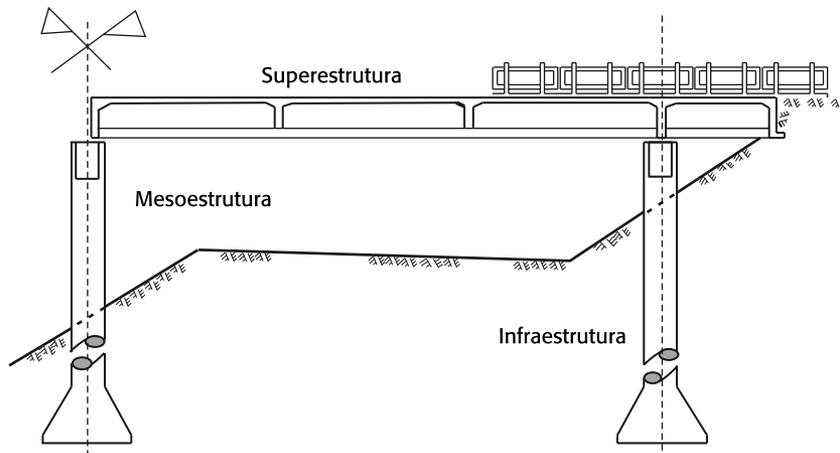


Fig. 1.15 *Separação virtual: estrutura de pontes*

A *separação real*, em que a decomposição é obtida por meio de juntas de separação (Fig. 1.16):

- # simplifica o problema estrutural;
- # diminui a intensidade dos esforços decorrentes de deformações impostas;
- # atenua os efeitos decorrentes de variação de temperatura.

Conforme o caso em análise, é possível empregar, simultaneamente, separações virtuais e reais. Um exemplo é a subdivisão da superestrutura (plano β da Fig. 1.16) embora a infraestrutura permaneça ligada (plano α das Figs. 1.13 e 1.14).

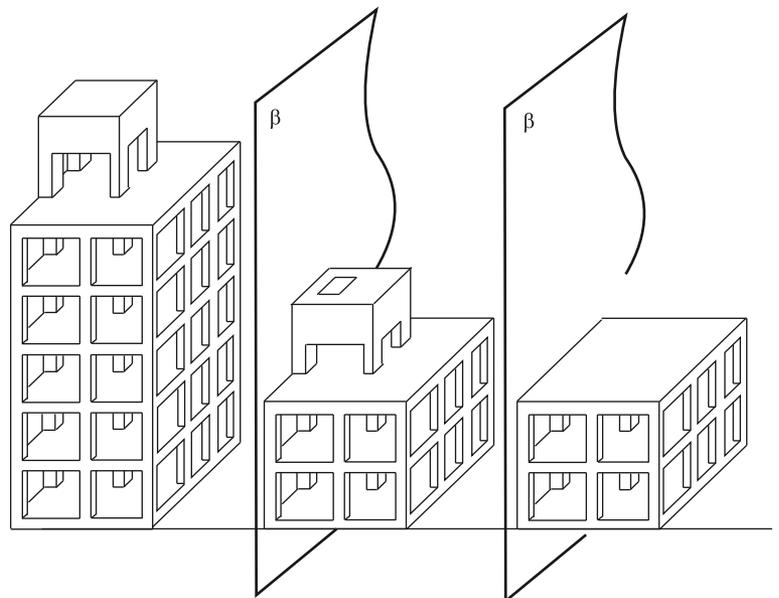


Fig. 1.16 *Separação real (plano β)*

- d) *Idealização da estrutura por meio de elementos unidimensionais (barras) considerando pórticos espaciais e grelhas como malhas de vigas contínuas (Fig. 1.17)*

A análise que considera o edifício como um pórtico espacial ou ainda como pórticos planos, pode ser executada somente com ajuda de *softwares* adequados (recursos computacionais).

engastamento perfeito não depende da resistência das partes interligadas, mas sim da rigidez relativa delas. A Fig. 1.22 apresenta um elemento de engaste.

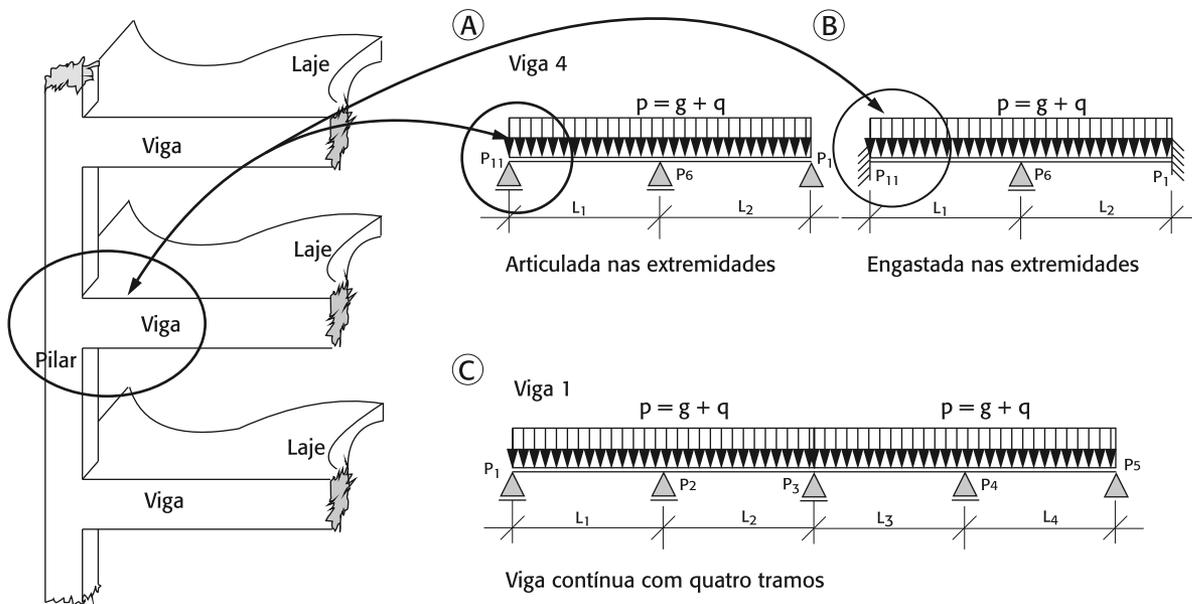


Fig. 1.21 Ligação viga-pilar

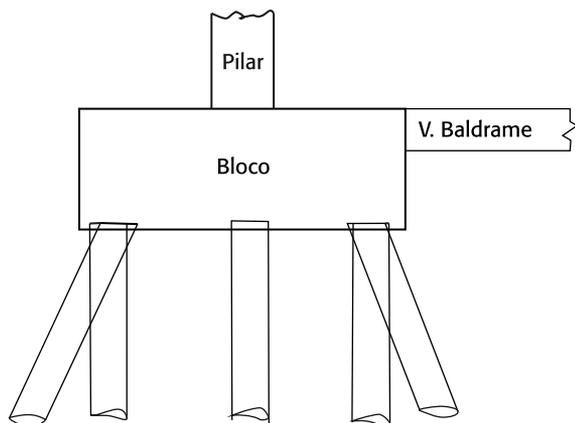


Fig. 1.22 Elemento de engaste

Para que se considere uma estrutura engastada em outra, é necessário que a rigidez de uma delas seja bem maior que a outra, pois só assim a estrutura de grande rigidez poderá impedir os deslocamentos da peça em análise.

Como na maioria das estruturas de edifícios os nós são monolíticos e não se tem essa perfeita caracterização de apoio (articulação) ou engaste perfeito, convém que se faça, *a priori*, uma análise do grau de engastamento das barras nos nós por meio da rigidez (rijezas) das peças, tentando, com isso, aproximá-las ao máximo da vinculação real.

Quando for o caso, na hipótese de cálculo, o engastamento perfeito da viga deve ser substituído por uma articulação parcial ou um engaste parcial.

Simplificadamente, é possível considerar um elemento engastado ou apoiado em outro elemento em função da rigidez relativa entre ambos.

O item 14.6.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) permite, em estruturas usuais de edifício, calcular a solidariedade nos nós dos elementos que convergem a um determinado nó, de forma proporcional às rjezas desses elementos, conforme se apresenta na Fig. 1.23 e se calcula pelas expressões dos coeficientes de distribuição:

$$\text{Coeficientes de distribuição} \begin{cases} \beta_{viga} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{sup} + r_{inf} + r_{viga}} \\ \beta_{t.sup} = \frac{r_{sup}}{r_{sup} + r_{inf} + r_{viga}} \\ \beta_{t.inf} = \frac{r_{inf}}{r_{sup} + r_{inf} + r_{viga}} \end{cases} \quad 1.2$$

De modo geral, as ações não atuam isoladamente em uma estrutura. Na maioria das vezes, a estrutura está submetida a um conjunto de ações simultâneas, de tal forma que as combinações dessas ações tornam-se necessárias para que se possa determinar os efeitos (solicitações, deformações) mais desfavoráveis.

A verificação da segurança de uma estrutura deve ser feita na averiguação da ruptura dos materiais, do colapso da estrutura (estado-limite último – ELU) e da perda da funcionalidade da estrutura (estado-limite de serviço – ELS).

2.1 Estados-limites

Diz-se que uma estrutura ou parte dela atinge um *estado-limite* quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer as condições previstas para sua utilização (Alves, 2011). O item 3.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003b) define o estado-limite de uma estrutura como o estado a partir do qual ela apresenta um desempenho inadequado às finalidades da construção.

Os estados-limites são classificados em: últimos (ELU) e de serviço (ELS).

2.1.1 Estados-limites últimos (ELU)

Os *estados-limites últimos* (*ultimate limit states*) ou de ruptura correspondem aos valores máximos da capacidade resistente da estrutura e estão relacionados ao colapso de parte ou de toda a estrutura. Esse colapso pode ser considerado qualquer forma de ruína estrutural que venha a paralisar a utilização da estrutura ao longo de sua vida útil. Em decorrência dessa concepção, serão utilizados coeficientes de segurança, majorando as ações e solicitações e minorando as capacidades resistentes dos materiais, para que em nenhum momento suas capacidades-limites sejam atingidas.

O item 3.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003b) define o ELU como o estado que, pela simples ocorrência, determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Os estados-limites últimos são caracterizados por:

- ✦ perda de equilíbrio global ou parcial;
- ✦ ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- ✦ transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- ✦ instabilidade por deformação;
- ✦ instabilidade dinâmica (item 4.1.1).

Por outro lado, o item 3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) relaciona o ELU ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determina a paralisação do uso da estrutura. Assim, o item 10.3 da norma citada admite a redistribuição dos esforços internos se respeitada a capacidade de adaptação plástica da estrutura.

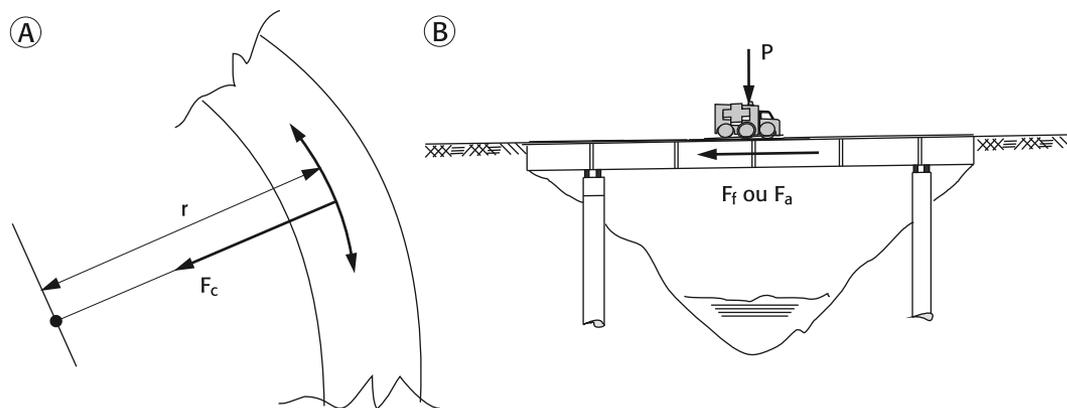


Fig. 2.4 (A) Força centrífuga e (B) força de frenagem ou aceleração

Verifica-se que o esforço longitudinal F_f representa uma fração igual à relação a/g do peso P do veículo.

No caso de pontes rodoviárias, de acordo com o item 7.2.1.5.3 da NBR 7187 (ABNT, 2003a), adota-se, para o cálculo dos esforços horizontais, o maior dos seguintes valores:

- # aceleração: 5% da carga móvel aplicada sobre o tabuleiro;
- # frenagem: 30% do peso do veículo tipo.

Ações variáveis durante a construção

As estruturas em todas as fases da construção estão sujeitas a diversas cargas variáveis e precisam ter a sua segurança garantida (Fig. 2.5). A verificação da estrutura em cada uma dessas fases deve ser feita considerando a parte da estrutura já executada e as cargas decorrentes das estruturas provisórias auxiliares. Além disso, de acordo com o item 11.4.1.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), devem ser consideradas as cargas acidentais de execução.

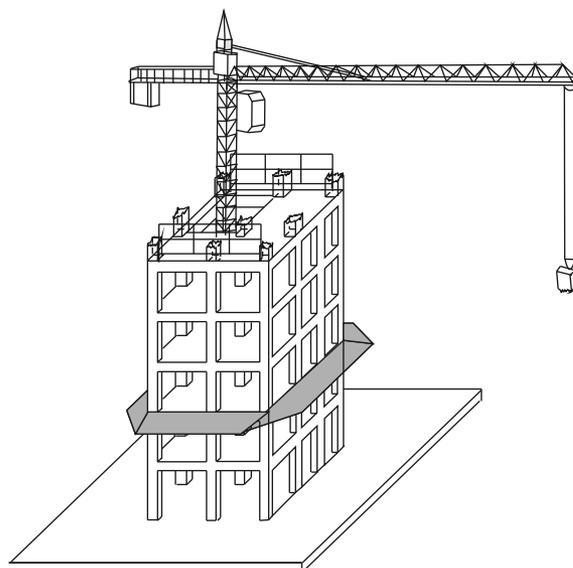


Fig. 2.5 Cargas variáveis durante a construção

Ações variáveis indiretas

As *ações variáveis indiretas* englobam aquelas decorrentes de variação de temperatura (uniformes ou não) e ações dinâmicas (choques ou vibrações que podem levar a estrutura à ressonância e à fadiga dos materiais).

De acordo com o item 11.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), podem ser adotados os seguintes valores para variação de temperatura:

- # para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, a oscilação de temperatura deve ser em torno da média de 10 °C e 15 °C;
- # para elementos estruturais maciços ouocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que a oscilação seja reduzida respectivamente para 5 °C e 10 °C;
- # para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores anteriormente indicados.

2.5.3 Resistência característica

De acordo com o item 12.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência característica inferior $f_{ck,inf}$ é admitida como o valor em que apenas 5% dos corpos de prova de um lote de material têm a probabilidade de não serem atingidos. Ele pode ser representado como na curva de Gauss da Fig. 2.12.

$$f_{cm} - f_{ck,inf} = t \cdot s \quad 2.16$$

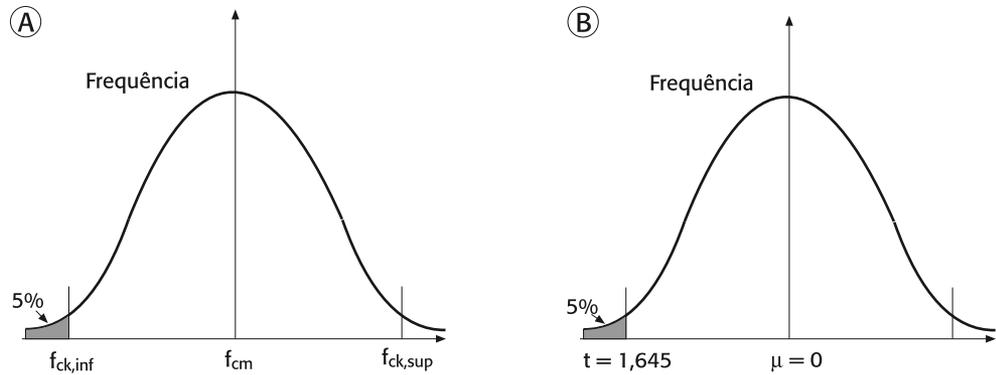


Fig. 2.12 Curva normal: (A) Gauss e (B) padrão

A transferência de curva é calculada por:

$$t = \frac{(f_{ck,inf} - f_{cm})}{s} \quad 2.17$$

$$f_{ck,inf} = f_{cm} - 1,645s \quad 2.18$$

em que:

s é o desvio padrão;

t é a área correspondente a 5% na curva padrão.

Para calcular a probabilidade em um dado intervalo, deve-se calcular a área de uma função determinada por ele. O cálculo da área utilizando a integração da função de Gauss torna-se bastante trabalhoso. Para simplificar a integração, utiliza-se o artifício de substituição da variável da curva normal de Gauss por outra variável denominada *variável padronizada* ou *unidade padrão* (*transferência de curva*). A Tab. 2.14 indica os valores da nova variável para os 5% indicados na curva de Gauss.

Tab. 2.14 Áreas da curva normal padrão

t	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,4	0,4192	0,4207	0,4222	0,4236	0,4251	0,4265	0,4279	0,4292	0,4306	0,4319
1,5	0,4332	0,4345	0,4357	0,4370	0,4382	0,4394	0,4406	0,4418	0,4429	0,4441
1,6	0,4452	0,4463	0,4474	0,4484	0,4495	0,4505	0,4515	0,4525	0,4535	0,4545
1,7	0,4554	0,4564	0,4573	0,4582	0,4591	0,4599	0,4608	0,4616	0,4625	0,4633
1,8	0,4641	0,4649	0,4656	0,4671	0,4671	0,4678	0,4686	0,4693	0,4699	0,4706

Para o percentual de 45%, o valor de t é de 1,645 (intermediário entre 4 e 5).

3.1 Concreto

Basicamente, o concreto é o resultado da mistura de cimento, água, areia e pedra. Quando hidratado, o cimento torna-se uma pasta resistente que adere aos agregados (miúdos e grãos), formando um bloco monolítico.

A proporção entre todos os materiais que compõem o concreto é conhecida como dosagem ou traço, sendo possível obter concretos com características especiais ao acrescentar aditivos, isopor, pigmentos, fibras ou outros tipos de adição.

A obtenção com qualidade requer uma série de cuidados que englobam: a escolha dos materiais que o compõem; um traço que garanta a resistência e a durabilidade desejada; a homogeneização da mistura; a aplicação correta e seu adensamento até a cura adequada.

3.1.1 Classificação dos concretos

O item 4 da NBR 8953 (ABNT, 2011) classifica os concretos em grupos de resistência (I e II) conforme a resistência característica à compressão (f_{ck}).

Ainda de acordo com essa norma, os concretos normais com massa específica seca, compreendida entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³, são designados pela letra C seguida do valor da resistência característica à compressão (f_{ck}), expresso em MPa, conforme apresentado na Tab. 3.1.

O item 8.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define sua aplicação a concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I, ou seja, até C50, ao passo que, para o grupo II, a resistência é de até C90.

O concreto com armadura passiva (*concreto armado*) utiliza-se de concretos da classe C20 ou superior, mas o concreto com armadura ativa (*concreto protendido*) utiliza-se da classe C25. Por sua vez, a classe C15 pode ser utilizada apenas em fundações, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), e em obras provisórias.

Tab. 3.1 Classes e grupos de resistência do concreto

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)	Grupo II de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Concreto de classes C10 (10 MPa) e C15 (15 MPa) não serão utilizados para concreto estrutural. Fonte: Tabelas 1, 2 e 3 da NBR 8953 (ABNT, 2011).

Nessas temperaturas, há uma modificação da estrutura interna do aço, ocorrendo homogeneização e recristalização com redução do tamanho dos grãos, o que melhora as características mecânicas do material.

O aço obtido nessa situação apresenta melhor trabalhabilidade, aceita solda comum, possui diagrama tensão-deformação com patamar de escoamento e resiste a incêndios moderados, perdendo resistência apenas com temperaturas acima de 1.150 °C (Fig. 3.2).

Tratamento a frio ou encruamento

Nesse processo, ocorre uma deformação dos grãos por meio de tração, compressão ou torção, o que resulta no aumento da resistência mecânica e da dureza e na diminuição da resistência à corrosão e da ductilidade, ou seja, no decréscimo do alongamento e da estirção.

O processo é realizado abaixo da zona de temperatura crítica (recristalização a 720 °C). Os grãos permanecem deformados e diz-se que o aço está encruado.

Nessa situação, o diagrama de tensão-deformação dos aços apresenta patamar de escoamento convencional (Fig. 3.3) e torna-se mais difícil a solda e, à temperatura da ordem de 600 °C, o encruamento é perdido. O *encruamento* é a deformação plástica do aço realizada abaixo da temperatura de recristalização e causa endurecimento e aumento da resistência.

3.2.2 Classificação dos aços para concreto armado

De acordo com o item 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), nos projetos estruturais de concreto armado devem-se utilizar aços classificados conforme a NBR 7480 (ABNT, 2007), ou seja, de acordo com o valor característico de suas resistências de escoamento: CA-25 e CA-50 em barras e CA-60 em fios. Na Tab. 3.4 estão especificadas a massa nominal, a área da seção transversal e o perímetro para as barras e fios.

Segundo o item 4.1.1 da NBR 7480 (ABNT, 2007), as barras com diâmetro nominal igual ou superior a 6,3 mm são obtidas por laminação a quente, sem processo posterior de deformação a frio, ao passo que os fios possuem diâmetro nominal igual ou inferior a 10 mm e são obtidos por trefilação ou laminação a frio.

As barras dos aços da categoria CA-25 devem ter sua superfície lisa, desprovida de qualquer tipo de nervura ou entalhe, conforme o item 4.2.3 da NBR 7480 (ABNT, 2007), ao passo que o item 4.2.1.1 da mesma norma especifica que as barras dos aços CA-50 serão obrigatoriamente providas de nervuras transversais oblíquas (Quadro 3.2).

Os fios da categoria CA-60 podem ser entalhados ou nervurados. Todavia, os itens 4.2.2.1 e 4.2.2.2 da NBR 7480 (ABNT, 2007) dizem que os fios de diâmetro nominal igual a 10 mm

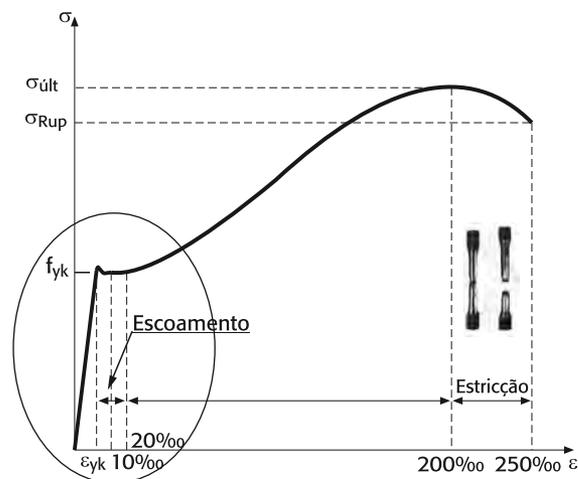


Fig. 3.2 Aço laminado a quente com patamar de escoamento

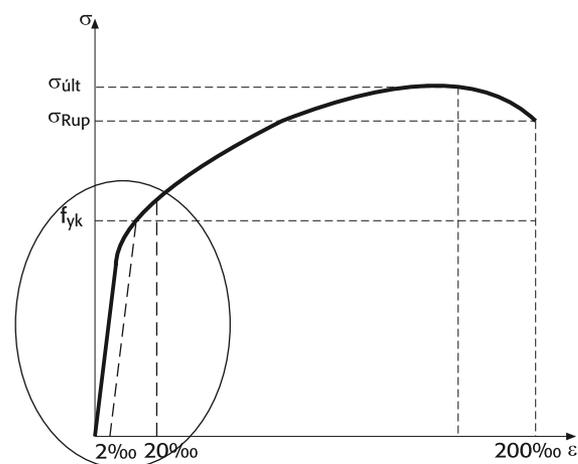


Fig. 3.3 Aço com patamar de escoamento convencional de 2%

4.1 Dimensionamento de peças de concreto armado à flexão simples e composta

4.1.1 Fases da peça fletida

A Fig. 4.1 representa a evolução das tensões em uma viga de concreto. Na região com baixa sollicitação da viga, as tensões têm comportamento linear (Ia) e passam para o início de plastificação na região tracionada até a seção de sollicitação máxima (III), quando se despreza qualquer resistência à tração e o diagrama de tensões à compressão é uma parábola-retângulo.

O estágio Ia (Fig. 4.2), com concreto intacto e sem fissuras, corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e, por isso, o concreto consegue resistir às tensões de tração. O comportamento das peças de concreto armado é elástico linear (*AB*) e obedece à lei de Hooke, ao passo que as tensões podem ser calculadas por meio das equações da resistência dos materiais.

É no limite do estágio I com o estágio II que se calcula o momento de fissuração, que permite, então, o cálculo da armadura mínima necessária para manter a segurança da peça quanto à fissuração.

Apesar de no estágio II o concreto encontrar-se fissurado na região tracionada, a região comprimida ainda se mantém no trecho elástico e a lei de Hooke permanece. Nesse estágio, termina a região elástica, iniciam-se a plastificação do concreto comprimido e a ruptura da compressão e despreza-se toda a zona de tração do concreto.

Por fim, no estágio III, o aumento da carga e, conseqüentemente, do momento faz com que as tensões nas fibras mais afastadas da linha neutra (LN) deixem de ser proporcionais às deformações (trecho parabólico), atingindo a ruptura do concreto por compressão. Daqui para frente não se consegue aumentar a carga. Aumentam-se as deformações e a LN sobe.

Para o dimensionamento de peças de concreto armado à flexão serão analisadas algumas hipóteses básicas, consideradas pelo item 17.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e listadas a seguir:

- # as seções transversais se mantêm planas após deformação;
- # a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- # as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas obrigatoriamente no ELU;
- # a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85f_{cd}$, conforme apresentado na seção 3.1.2 do Cap. 3.

O diagrama parábola-retângulo pode ser substituído pelo diagrama retangular de altura $0,8X$ (para $f_{ck} \leq 50$ MPa, sendo X a profundidade da linha neutra), com

em que:

$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ é um fator redutor da resistência à compressão do concreto quando há tração transversal por efeito de armadura e existência de fissuras transversais às tensões de compressão, com f_{ck} em megapascal, de acordo com a Tab. 4.5.

Tab. 4.5 Valores de $0,27\alpha_{v2}$ para vários tipos de concreto

Valores de f_{ck}	18	20	25	30	35
$0,27\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	0,25	0,2484	0,243	0,2376	0,2322

Observa-se que, à medida que se melhora a resistência característica do concreto, a capacidade resistente à compressão na biela ($\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2} \cdot f_{cd}$) diminui.

Cálculo da armadura transversal

O item 17.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) admite, para o dimensionamento de elementos lineares (vigas) sujeitos à força cortante, para os dois modelos de cálculo baseados na analogia de treliça de banzos paralelos, mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural (V_c).

Destacando um trecho elementar entre duas fissuras da viga da Fig. 4.35, pode-se representar na Fig. 4.36 o mecanismo resistente interno ao cisalhamento.

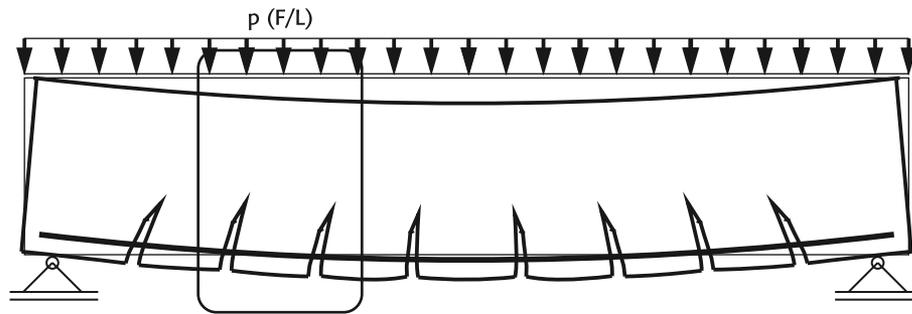


Fig. 4.35 Viga fissurada com armadura longitudinal

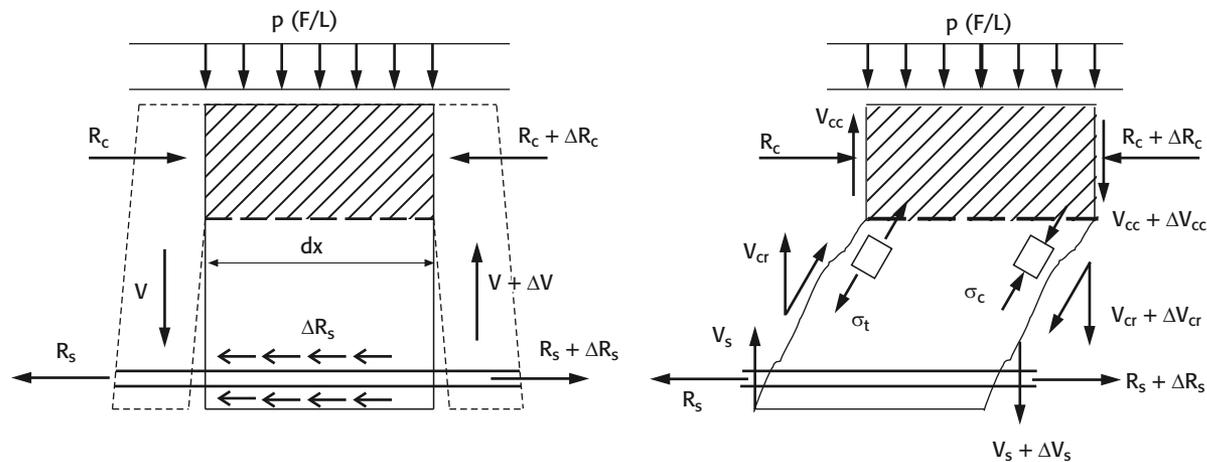


Fig. 4.36 Mecanismos internos resistentes à cortante

Características da seção não fissurada no estágio I

Na região comprimida, o concreto experimenta, inicialmente, baixos níveis de tensão normal, mantendo uma relação tensão-deformação linear.

Para calcular a rigidez do elemento nesse estágio, será utilizada a seção homogeneizada e a contribuição do concreto tracionado, tomando o módulo de deformação do concreto tangente na origem (E_c). A homogeneização da seção consiste em considerar, no lugar da área de aço existente (A_s ; A'_s), uma área de concreto equivalente (A_{ceq} ; A'_{ceq}), ou seja, uma área fictícia de concreto correspondente à mesma resultante da força nas armaduras, conforme representado na Fig. 4.37.

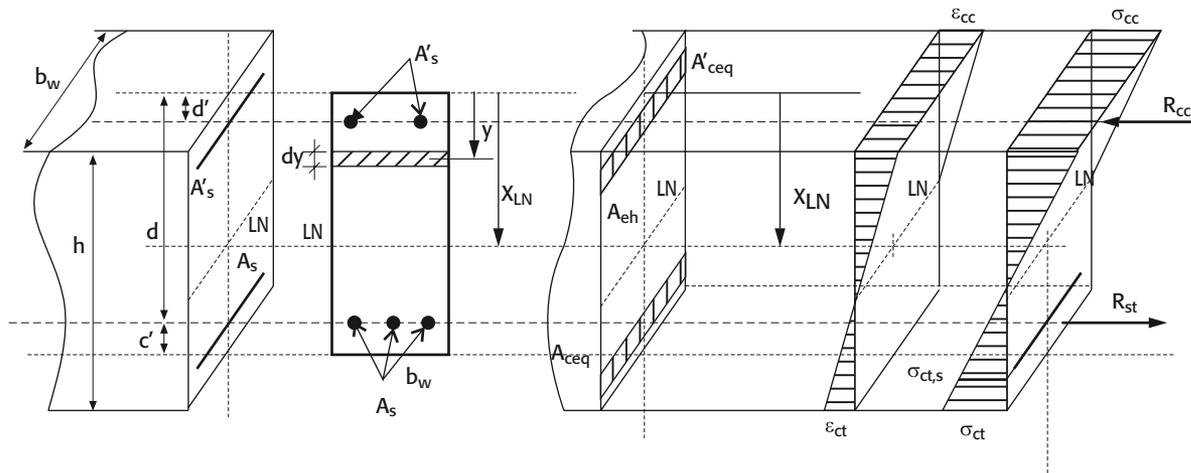


Fig. 4.37 Elemento no estágio I

Área equivalente da armadura em concreto

Essa equivalência dá-se ao manter a força na armadura equivalente a uma força resistente de concreto, como segue:

$$R_s = R_{ceq} \therefore A_s \cdot \sigma_s = A_{ceq} \cdot \sigma_{ct} \quad 4.83$$

$$A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_{st} = A_{ceq} \cdot E_c \cdot \epsilon_{ct} \quad 4.84$$

Como, na posição das armaduras, as deformações do concreto e do aço são iguais (princípio do concreto armado), pode-se escrever:

$$A_s \cdot E_s = A_{ceq} \cdot E_c \therefore A_{ceq} = \frac{E_s}{E_c} A_s = \alpha_e \cdot A_s \quad 4.85$$

$$A_{ceq} = \phi \cdot b_{w,eq} \quad 4.86$$

Segue-se o mesmo procedimento para:

$$A'_{ceq} = \frac{E_s}{E_c} A'_s = \alpha_e \cdot A'_s \quad 4.87$$

em que:

α_e é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

A_s e A'_s são as armaduras nas regiões tracionadas e comprimidas, respectivamente;

A_{ceq} e A'_{ceq} são as áreas equivalentes das armaduras tracionadas e comprimidas, respectivamente.

EXEMPLO 1 EXEMPLO DE CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURA

Calcular, para a viga da Fig. 4.41, o valor de abertura de fissuras e verificar se é nociva ou não funciona na peça em análise, considerando os dados a seguir:

- # concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$;
- # aço: CA-50;
- # $E_s = 210 \text{ GPa}$.

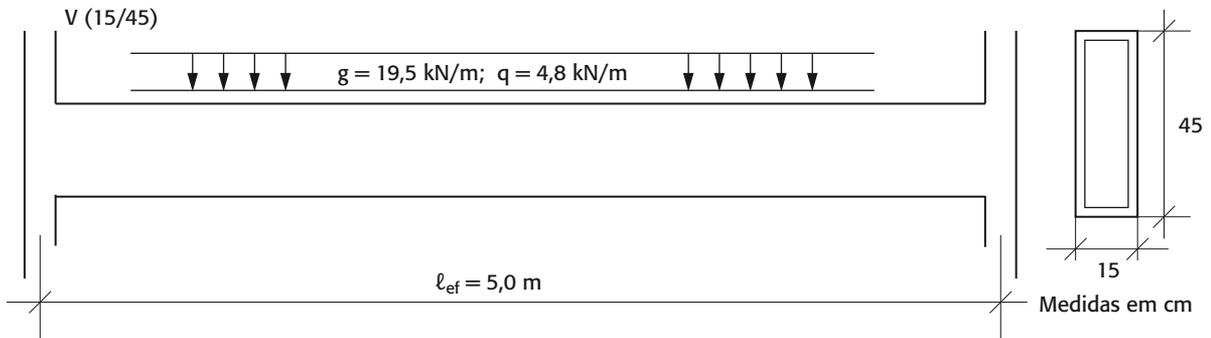


Fig. 4.41 Viga (seção 15/45)

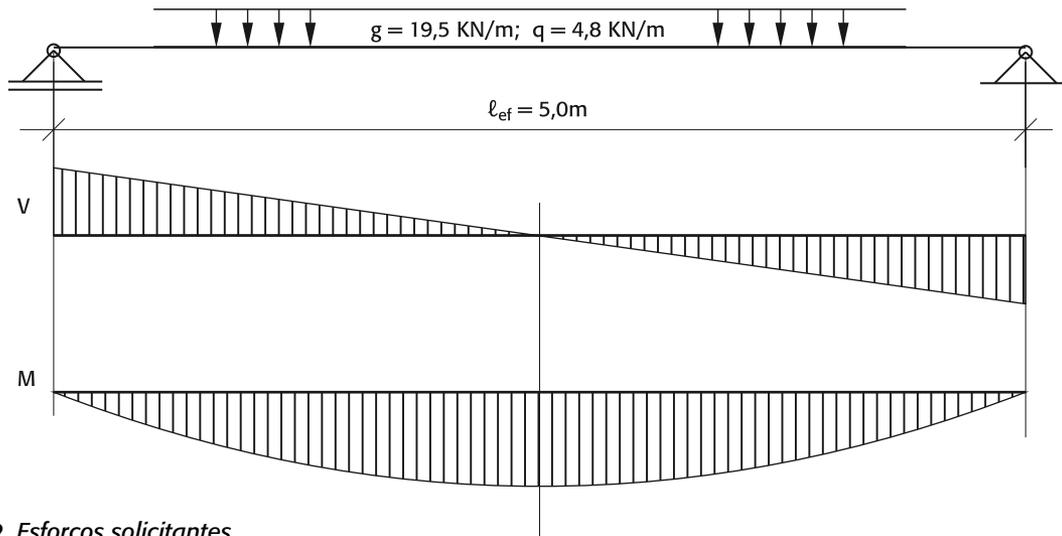


Fig. 4.42 Esforços solicitantes

Cálculo dos esforços solicitantes (Fig. 4.42)

Cortante

$$V_g = \frac{gl}{2} = \frac{19,5 \times 5}{2} = 48,75 \text{ kN}; V_q = \frac{ql}{2} = \frac{4,8 \times 5}{2} = 12,0 \text{ kN}$$

Momento fletor

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{19,5 \times 5^2}{8} = 60,94 \text{ kN}; M_q = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,8 \times 5^2}{8} = 15,0 \text{ kN}$$

Momento de cálculo para dimensionamento no ELU

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = \gamma_f (M_{gk} + M_{qk}) = 1,4 (60,94 + 15,0) = 106,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento em serviço com fator de combinação frequente ELS

$$M_{d, \text{serv}} = M_{gk} + \psi_1 M_{qk} = 60,94 + 0,4 \times 15 = 66,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), os requisitos básicos que um projeto de fundações deve atender são:

- # as deformações aceitáveis sob condições de trabalho (verificação ao estado-limite de utilização ou de serviço – ELS);
- # a segurança adequada ao colapso do solo (verificação ao estado-limite último (ELU) do solo);
- # a segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (verificação ao ELU do solo).

O objetivo básico desse trabalho é o dimensionamento e o detalhamento das estruturas de concreto armado, que envolvem verificações específicas como estabilidade externa (tombamento, deslizamento), flambagem (deformação lateral) e níveis de vibração (no caso de ações dinâmicas).

Neste capítulo, de considerações preliminares, serão abordados os conhecimentos de segurança e determinação da capacidade resistente do solo que é o elemento que recebe as cargas das estruturas. Destaca-se, todavia, que o especialista em solos deve acompanhar e/ou determinar parâmetros de capacidade resistente e estabilidade do solo, para o dimensionamento e os detalhes da estrutura de concreto armado.

5.1 Características dos solos

A Mecânica dos Solos classifica os materiais que cobrem a terra (solo) em alguns grupos, como:

- # rocha;
- # solo arenoso;
- # solo siltoso;
- # solo argiloso.

Essa divisão não é muito rígida e nem sempre se encontram solos que se enquadram em apenas um dos tipos. Por exemplo, quando se diz que um solo é arenoso, está na verdade querendo-se dizer que a sua maior parte é areia, e não que tudo é areia. Da mesma forma, um solo argiloso é aquele cuja maior proporção é composta por argila.

Um dos principais critérios para fazer a classificação do solo é o tamanho dos seus grãos. A NBR 6502 (ABNT, 1995) classifica os solos segundo a Tab. 5.1.

Tab. 5.1 Classificação dos solos de acordo com sua granulometria

Tipo de solo	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
Diâmetro dos grãos (mm)	< 0,002	0,002 a 0,06	0,06 a 0,2	0,2 a 0,6	0,6 a 2,0	> 2,0

Nos gráficos da Fig. 5.17 são apresentados os valores máximos para a pressão de contato e momento levando em conta os três casos de variação do coeficiente elástico do solo (K_S): constante, parabólico e linear. Ver valores nos Anexos A8 e A9.

As equações para $p(x)$, $V(x)$ e $M(x)$ considerando os demais casos de coeficiente de reação do solo (constante e linear) são apresentadas no Anexo A7.

Elemento estrutural elástico (flexível)

Por conta dos efeitos da pressão de contato e da resistência do solo, os esforços pontuais (força horizontal) e a rotação (pela aplicação de momento) desenvolvem, como consequência, um movimento lateral no elemento estrutural.

A solução da equação diferencial com o coeficiente de reação do solo já é conhecida amplamente, principalmente para o coeficiente elástico do solo com variação linear, tendo sido essa equação desenvolvida por Hayashi (1925, apud Titze, 1970). Hetenyi (1946) desenvolveu as soluções analíticas para várias hipóteses de carregamento e de condições de contorno, mas somente para o caso particular de coeficiente do solo constante.

Titze (1970) propôs o estudo de casos considerando o coeficiente elástico constante e linear como uma derivação do parabólico.

- ✦ Considerando o coeficiente de reação do solo como parabólico

Partindo das mesmas equações desenvolvidas para elementos rígidos, tem-se:

$$p(x) = K_{s(x)} \cdot y = K_{sL} \sqrt{\frac{x}{L}} y = \frac{K_{sL}}{L^{1/2}} x^{1/2} \cdot y \quad 5.76$$

$$V(x) = H - \int_0^x d_f \cdot p(x) \cdot dx = H - d_f \frac{K_{sL}}{L^{1/2}} \int_0^x x^{1/2} \cdot y \cdot dx \quad 5.77$$

Derivando a cortante em relação a x , tem-se:

$$dV(x) = -d_f \frac{K_{sL}}{L^{1/2}} x^{1/2} \cdot y \cdot dx \therefore \frac{dV(x)}{dx} = -d_f \frac{K_{sL}}{L^{1/2}} x^{1/2} \cdot y \quad 5.78$$

Sabendo que:

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} \therefore \frac{dV(x)}{dx} = \frac{dM(x)}{dx^2} \therefore \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{E \cdot I} \quad 5.79$$

Então:

$$\frac{dV(x)}{dx} = \frac{dM(x)}{dx^2} = E \cdot I \frac{d^4y}{dx^4} \quad 5.80$$

Consequentemente, a equação diferencial de 4ª ordem pode ser escrita como:

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{d_f \cdot K_{sL}}{E \cdot I \cdot L^{1/2}} x^{1/2} \cdot y = 0 \quad 5.81$$

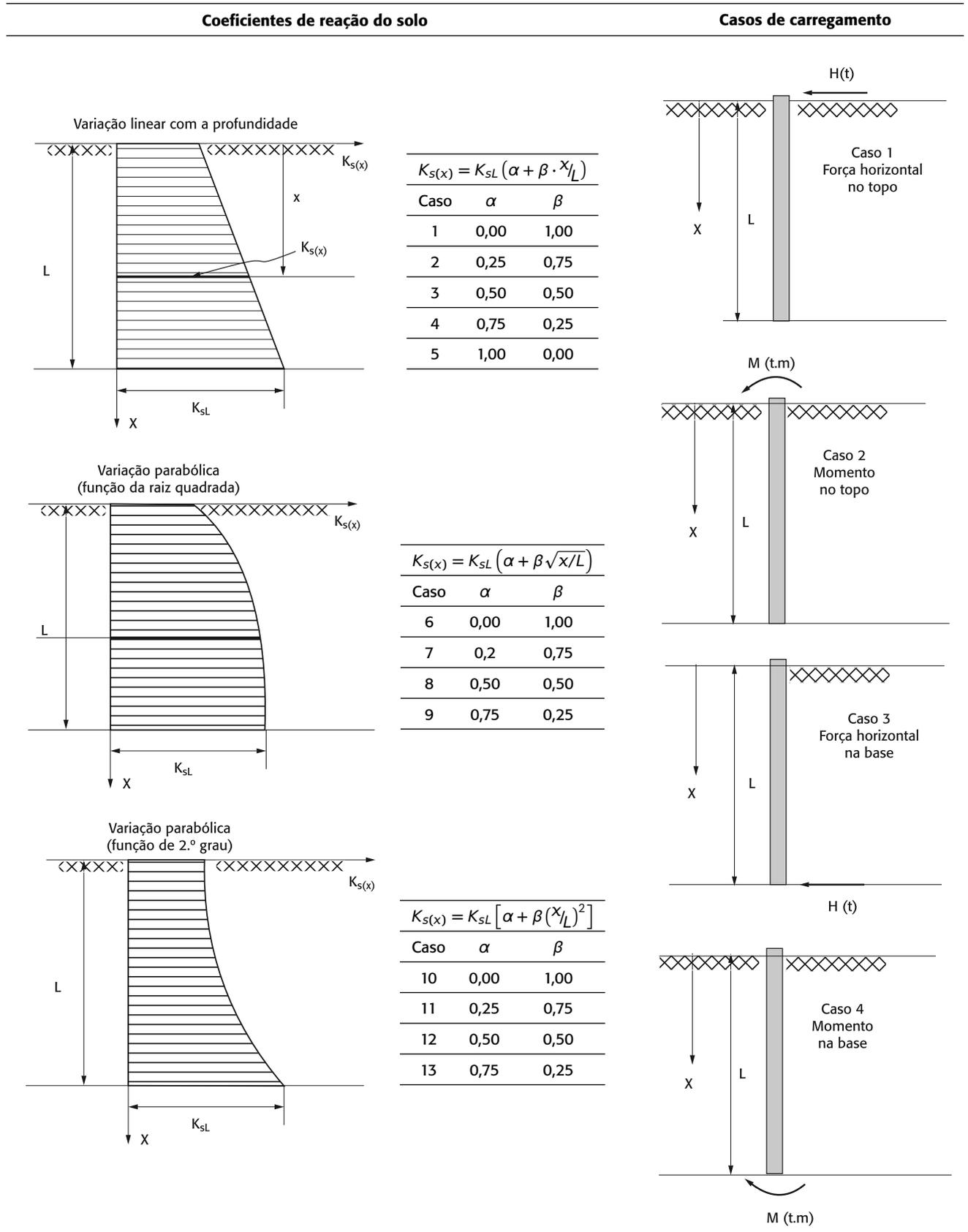
O comprimento elástico ou comprimento característico do elemento estrutural (L_E) será definido em função das seguintes características desse elemento: módulo de elasticidade (E), momento de inércia (I), diâmetro (d), comprimento (L) e constante elástica do solo (K_{sL}), sendo escrito conforme o Quadro 5.2.

Quadro 5.2 Comprimento elástico em função do coeficiente elástico do solo

K_{sL} constante	K_{sL} parabólico	K_{sL} linear
$L_{E1} = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{d_f \cdot K_{sL}}}$	$L_{E2} = \sqrt[4.5]{\frac{E \cdot I \cdot L^{1/2}}{16d_f \cdot K_{sL}}}$	$L_{E3} = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I \cdot L}{d_f \cdot K_{sL}}}$
Equação 5.82	Equação 5.83	Equação 5.84

Fonte: Titze (1970).

Quadro 5.10 Coeficientes de reação do solo e casos de carregamento



Parte II

FUNDAÇÕES RASAS

Fundações rasas são estruturas que se situam logo abaixo da superestrutura (ou mesoestrutura) e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através de pressões distribuídas em sua base (Quadro II.1). O item 3.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010) define o elemento de fundação como a estrutura cuja carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, enquanto a profundidade de assentamento, em relação ao terreno adjacente à fundação, é duas vezes menor do que a dimensão do elemento estrutural.

Quadro II.1 Fundações rasas

Elementos de fundação	Superficial (Rasa-Direta)	Sapata	Isolada
			Corrida
			Associada
			Alavancada
		Bloco	Apoiado diretamente no solo

Constituem as fundação rasas os elementos denominados sapatas e blocos (fig. II.1).

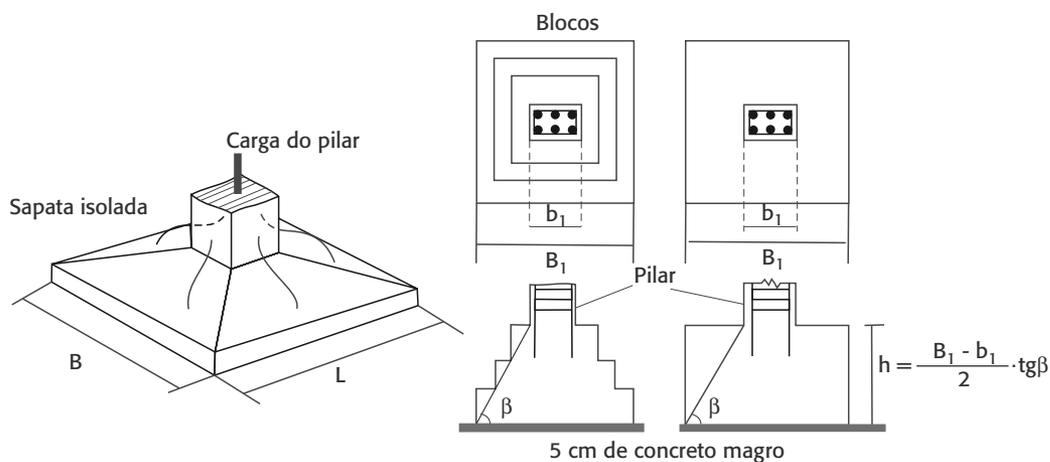


Fig. II.1 Sapata e blocos em concreto

O item 22.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) conceitua sapata como estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta.

6.1 Classificação das sapatas

6.1.1 Classificação das sapatas quanto ao tipo de carga que transferem ao solo

As sapatas podem ser classificadas quanto ao tipo de carga que transferem ao solo, como apresentado no Quadro 6.1 (ver também Fig. 6.1).

Quadro 6.1 Classificação das sapatas

Tipo	Carga que transfere
Isolada	Carga concentrada de um único pilar. Distribui a carga nas duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas sapatas isoladas.
Alavancada	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

6.1.2 Classificação das sapatas isoladas e corridas quanto à forma

As sapatas isoladas e corridas podem ter várias formas, sendo a mais comum a cônica retangular, em virtude do menor consumo de concreto. O Quadro 6.2 apresenta a classificação das sapatas isoladas e corridas quanto à forma, ao passo que as Figs. 6.2 e 6.3 exibem formas geométricas de sapatas isoladas.

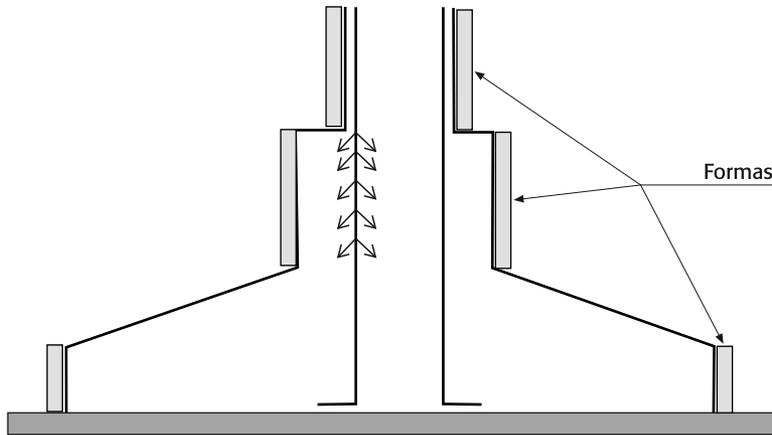
Quadro 6.2 Classificação das sapatas isoladas e corridas quanto à forma

Forma	Dimensões
Quadrada	$L = B$
Retangular	$(L > B)$ e $(L \leq 3B)$
Corrida	$L \geq 3B$
Circular	$B = \phi$
Trapezoidal	
Outras formas	

6.1.3 Comportamento estrutural

As sapatas podem ser classificadas também, quanto ao seu comportamento estrutural, como rígidas (comportamento de bielas) ou flexíveis, conforme o item 22.6.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

sapata (Fig. 6.29). Nesse caso, determina-se o acréscimo de área de concreto necessário para absorver a parcela de carga que não pode ser absorvida pela sapata.



$$f_{yd} \cdot A_s \frac{(\ell_{bc} - h)}{\ell_{bc}} = \Delta A_c \cdot f_{cd} \quad \mathbf{6.50}$$

$$\Delta A_c = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \frac{(\ell_{bc} - h)}{\ell_{bc}} A_s \quad \mathbf{6.51}$$

em que ΔA_c é o acréscimo de área de concreto no pilar no trecho $(\ell_{bc} - h)$.

A inclinação da parte superior da sapata, para não ser necessário colocar formas (Fig. 6.30), não deve ser maior que 1:3 (ângulo de inclinação $\text{tg } \alpha = 0,33$; $\alpha = 18,3^\circ$) a 1:4 ($\text{tg } \alpha = 0,25$; $\alpha = 14^\circ$).

Executivamente, essa solução é algumas vezes considerada inadequada por in-

Fig. 6.29 Aumento da área do pilar com pescoço

terromper a forma do pilar e exigir uma nova forma para o pescoço.

‡ Dimensões e detalhes da sapata

Os parâmetros que definem dimensões, bem como detalhes importantes nas especificações das sapatas, estão comentados a seguir, com as respectivas indicações na Fig. 6.31.

As sapatas isoladas não devem ter dimensões da base inferiores a 60 cm, conforme dita o item 7.7.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010).

Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assentada em rocha, a profundidade mínima (cota de apoio da fundação) não pode ser inferior a 1,5 m, de acordo com a mesma norma.

Conforme explicado, a inclinação da parte superior da sapata, para não ser necessário colocar formas, não deve ser maior que 1:3 a 1:4. Montoya, Meseguer e Cabré (1973)



Fig. 6.30 Fotos de sapatas isoladas
Foto: Fundacta/Solo.Net.

Sapata isolada com pilar alongado

No caso de sapata isolada com pilar alongado, recomenda-se o cálculo dos esforços solicitantes na seção I-I a $0,15b_1$ da face do pilar, sendo b_1 o lado alongado do pilar. Outro critério seria o de calcular o momento considerando o alívio que a carga aplicada ao longo de b_1 proporciona ao momento fletor, ou seja, o arredondamento do diagrama, conforme indicado na Fig. 6.56.

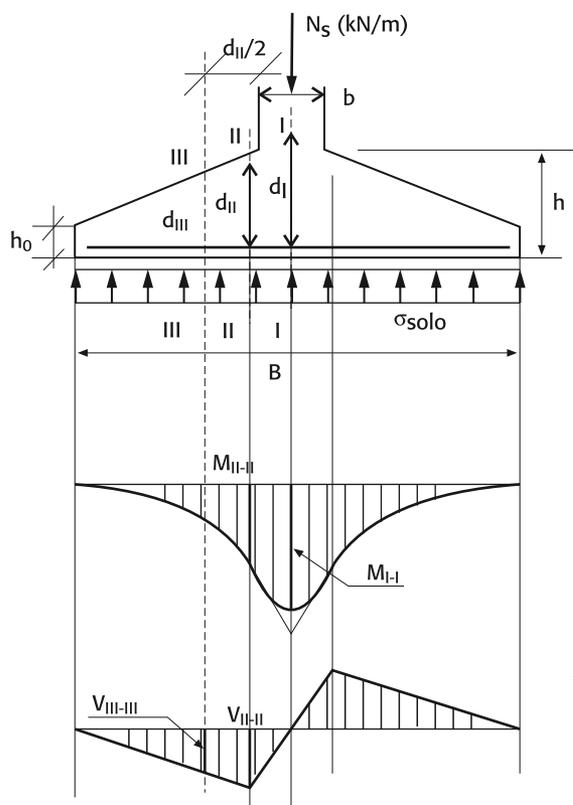


Fig. 6.55 Diagramas de fletor e cortante

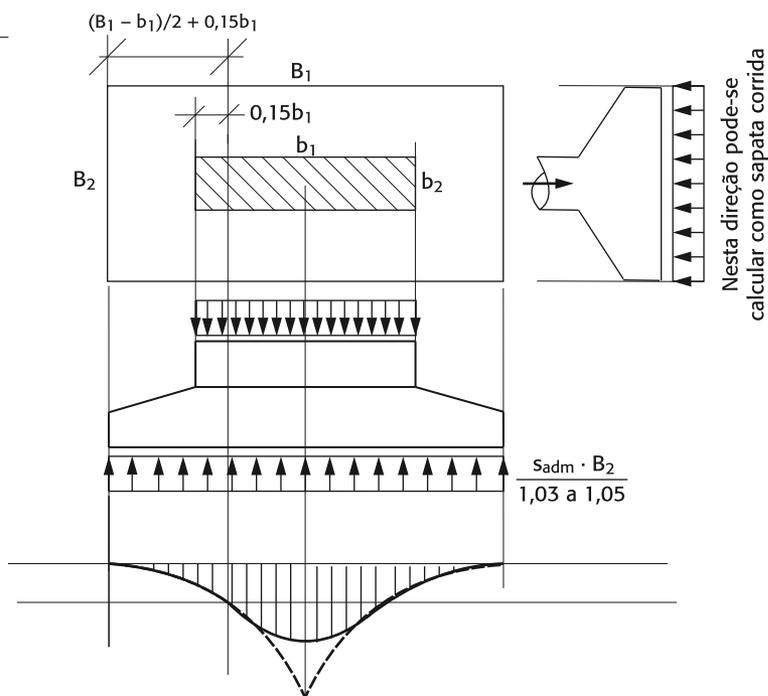


Fig. 6.56 Arredondamento do diagrama em pilar alongado

6.2.4 Exemplos

1 Sapata isolada rígida

Dimensionar e detalhar a sapata isolada da Fig. 6.57 como sapata rígida, considerando os dados:

- # Pilar: 30 cm x 80 cm;
- # Concreto: $f_{ck} = 20,0$ MPa (200 kgf/cm²);
- # Solo:
 - o $R_{d,solo} = 0,357$ MPa (357 kN/m²);
 - o $\sigma_{adm,solo} = 0,255$ MPa (255 kN/m²);
 - o Aço: $f_{yk} = 500$ MPa (5.000 kgf/cm² = 50 kN/cm²);
 - o $G_k = 1.320$ kN;
 - o $Q_k = 570$ kN.

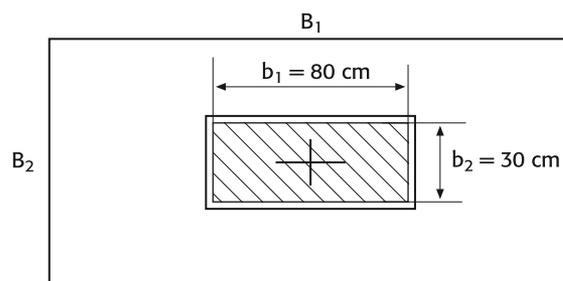


Fig. 6.57 Sapata isolada rígida

Cálculo da carga solicitante de cálculo

$$N_{sd} = 1,4 (G_k + Q_k) = 1,4 (1.320 + 570) = 2.646 \text{ kN}$$

Quando a sapata está submetida por um momento e uma força normal, tem-se o caso de uma sapata solicitada à flexão composta. A Fig. 7.1A exemplifica esse caso e apresenta a distribuição de tensões no solo a carga excêntrica (tensões variáveis) e a carga coincidindo com o centro de gravidade da sapata (tensões constantes).

É importante observar que o formulário da Resistência dos Materiais só pode ser aplicado quando σ_1 e σ_2 são tensões de compressão. Caso uma delas seja de tração, não se pode utilizar a expressão de tensões da Resistência dos Materiais, uma vez que o solo não absorve tração. Nesse caso, deve-se analisar o problema como material não resistente à tração ou deslocar a sapata para o centro de aplicação da carga (Fig. 7.1B), evitando o aparecimento de variação de tensão.

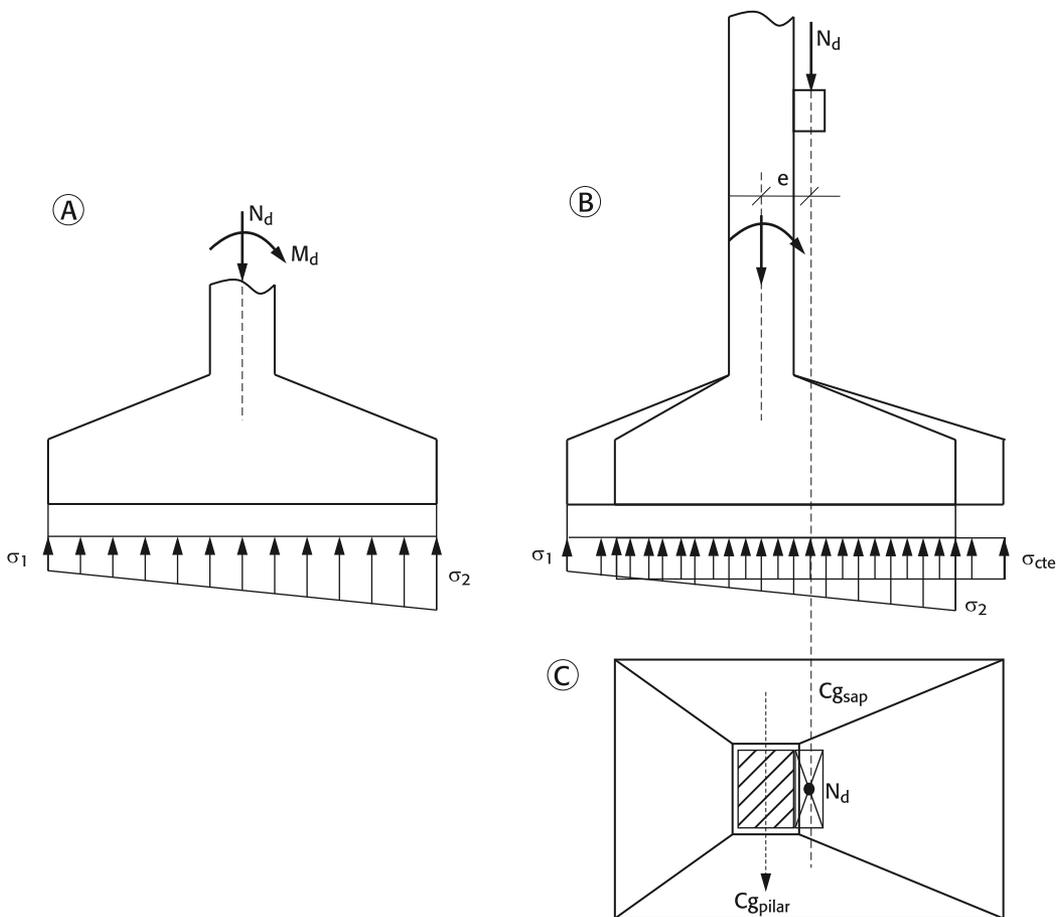


Fig. 7.1 (A) Distribuição de tensões no solo e (B) deslocamento da sapata para o centro de aplicação de carga

Nem sempre é possível fazer coincidir o centro de gravidade (CG) da sapata com o ponto de aplicação da carga, portanto, é necessário o cálculo da sapata submetida à flexão composta.

Detalhamento

Na Fig. 7.28 estão indicadas as armaduras principais, calculadas anteriormente, para a sapata do Exemplo 1.

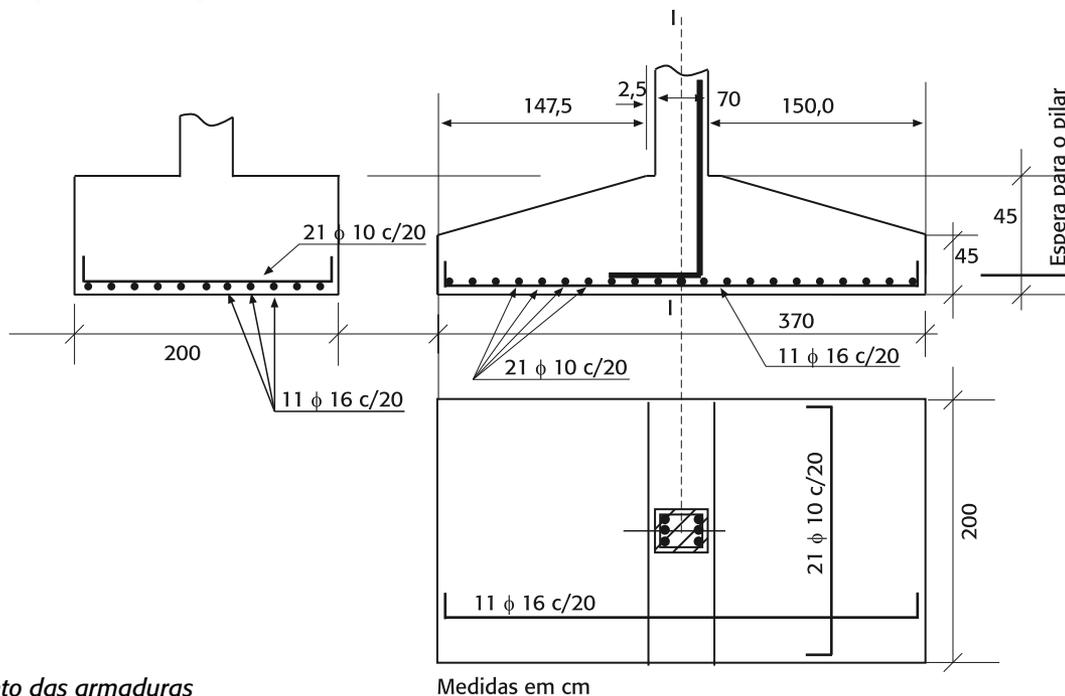


Fig. 7.28 Detalhamento das armaduras

7.3 Sapatas retangulares submetidas à flexão composta oblíqua

Para dimensionar uma sapata submetida à flexão composta oblíqua é necessário conhecer as tensões máximas em suas bordas (Fig. 7.29).

7.3.1 Verificação da tensão máxima

O cálculo de tensão máxima no solo para o caso de flexão oblíqua (representada nas Figs. 7.30 e 7.31), até para material não resistente à tração, utiliza as tabelas desenvolvidas por Dimitrov (1974) e Klöckner e Schmidt (1974).

São fornecidos valores de μ tais que $\sigma_{m\acute{a}x.} = \mu \cdot N/A$, em que $A = B_1 \cdot B_2$ (área da sapata) e $N =$ carga vertical.

M_x e M_y são, respectivamente, os momentos nas direções de x e y .

Valores de entrada na tabela:

$$\frac{e_x}{B_1} = 0 \text{ a } 0,34; \quad \frac{e_y}{B_2} = 0 \text{ a } 0,34$$

em que:

e_x e e_y são as excentricidades da carga em relação ao centro de gravidade da sapata (Fig. 7.31).

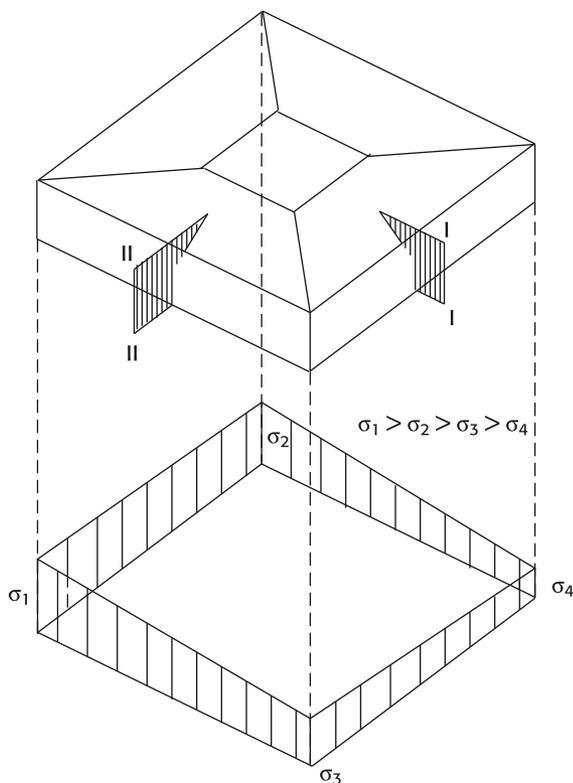


Fig. 7.29 Tensões máximas nas bordas

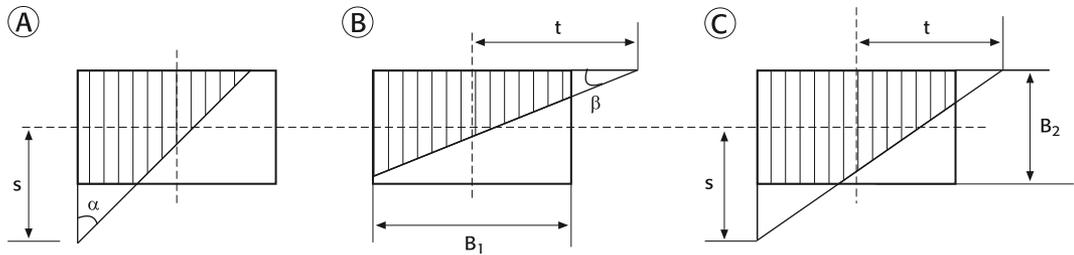


Fig. 7.35 Indicação da posição da LN: região comprimida da sapata

$$\sigma_{m\acute{a}x.} = \frac{12N}{B_1 \operatorname{tg} \beta} \frac{B_1 + 2t}{B_1^2 + 12t^2} \quad 7.38$$

Zona 5: nesse caso, o cálculo correto é complicado, podendo-se aplicar a fórmula aproximada.

$$\sigma_{m\acute{a}x.} = \frac{N}{B_1 \cdot B_2} k [12 - 3,9(6k - 1)(1 - 2k)(2,3 - 2k)] \quad 7.39$$

em que:

$$k = \frac{e_x}{B_1} + \frac{e_y}{B_2} \quad 7.40$$

O erro que se comete com essa fórmula é de $\cong 0,5\%$.

A zona comprimida corresponde ao pentágono da Fig. 7.35C. As curvas que delimitam as várias áreas podem ser adotadas com boa aproximação para parábolas do segundo grau. Os valores das excentricidades (e_x e e_y) devem ser sempre positivos.

7.3.2 Dimensionamento da sapata

Conhecidas as tensões nas extremidades da sapata, o cálculo geralmente é feito a favor da segurança, tomando-se para cada direção um diagrama das tensões envolventes indicadas na Fig. 7.36.

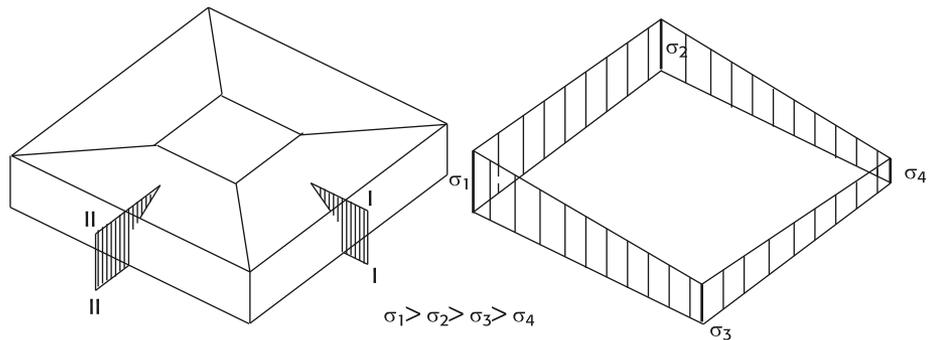


Fig. 7.36 Tensões na sapata retangular sujeita à flexão composta oblíqua

Para o cálculo dos esforços na direção do corte II-II, tomar-se-á o diagrama σ_1 - σ_2 , indicado na Fig. 7.37 e obtido dos valores indicados na Fig. 7.36.

Procede-se ao cálculo como se a sapata estivesse submetida à flexão composta.

A armadura do pilar, caso tracionada, deve ser emendada com a armadura da sapata. Na Fig. 7.38 estão representadas as possíveis armaduras principais de uma sapata submetida à flexão composta oblíqua.

8.1 Sapatas associadas

As *sapatas associadas* existem quando ocorre interferência entre duas sapatas isoladas e o espaço disponível não permite a solução com sapata isolada, conforme representado nas Figs. 8.1 e 8.2, respectivamente.

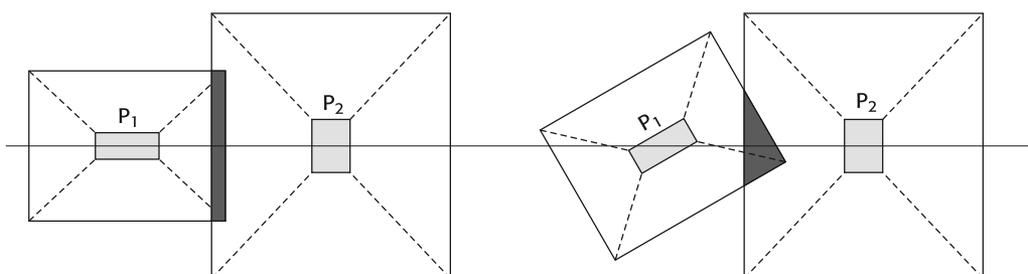


Fig. 8.1 Superposição de sapatas

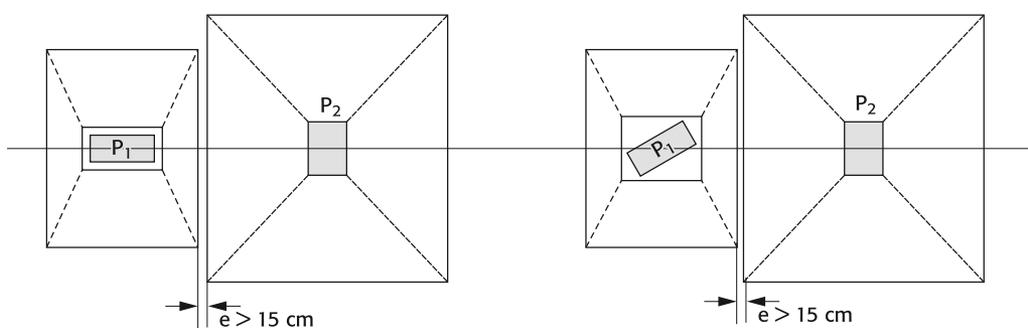


Fig. 8.2 Solução com sapatas isoladas

A viga que une os pilares (dois ou mais) é conhecida como viga de rigidez e tem a finalidade de distribuir as cargas verticais para a sapata e esta para o solo, de modo a permitir que a sapata trabalhe com tensão constante (Figs. 8.3 e 8.4).

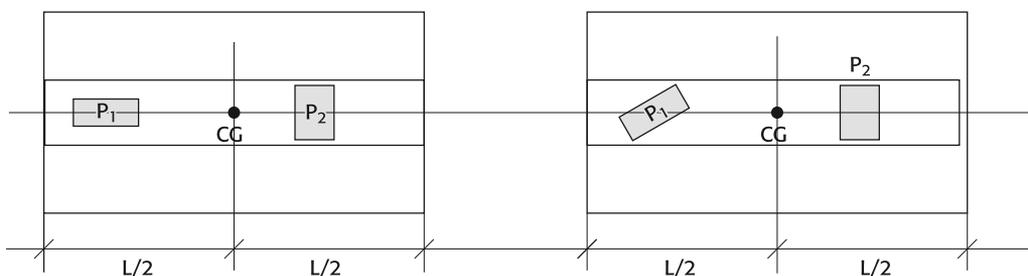


Fig. 8.3 Solução com sapata associada e viga de rigidez

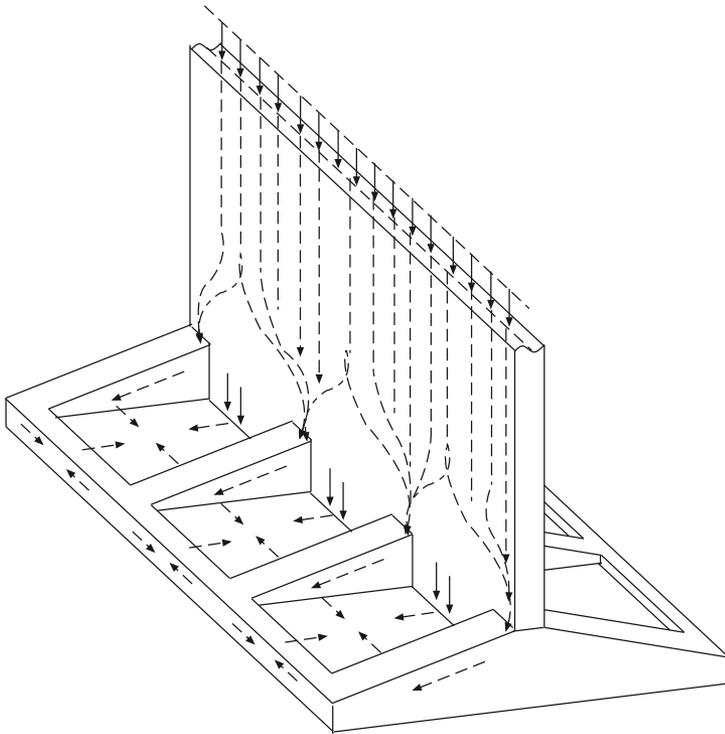


Fig. 8.47 Sapata vazada com carga de parede

No caso da viga V_3 da Fig. 8.36 ser uma parede, o comportamento será o indicado na Fig. 8.47.

O esquema de cálculo dessa parede será feito através da superposição de efeitos: comportamento como pilar parede (Fig. 8.48A) e como viga parede (Fig. 8.48B).

8.4 Sapatas alavancadas

Em casos de pilares de divisa, as sapatas, por não poderem avançar nos terrenos vizinhos, necessitam de um elemento que transporte a carga vertical, horizontalmente, para o centro de carga da sapata, de forma semelhante ao estudado com as sapatas associadas. Duas soluções são possíveis para resolver esse problema:

a] A sapata ser integrada à viga alavanca, ou viga de equilíbrio, cuja finalidade é alavancar a carga, levantando-a para que desça para a fundação por meio da sapata (Fig. 8.49).

b] A sapata não ser integrada à viga alavanca, que nessa situação pode ser denominada viga de transição, cuja finalidade também é alavancar a carga, transportando-a para que desça à fundação através de uma sapata isolada, com carga centrada (Fig. 8.50).

Por sua vez, a viga será calculada e dimensionada como viga em balanço, necessitando de altura e rigidez suficientes para absorver o momento e tensões tangenciais, bem como reduzir as deformações no balanço.

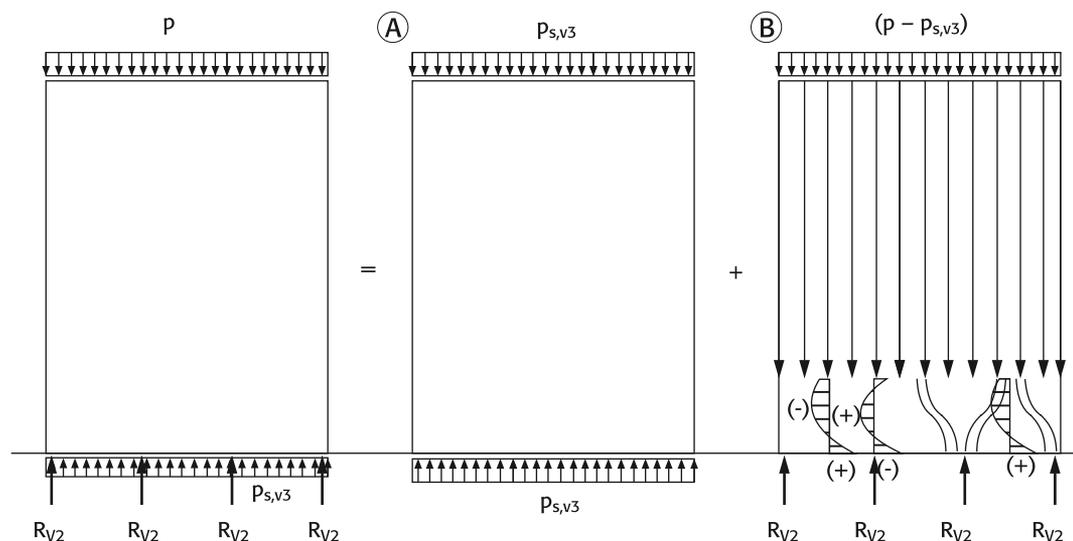


Fig. 8.48 Viga central: funcionamento como (A) pilar parede e como (B) viga parede

Parte III

FUNDAÇÕES PROFUNDAS

O elemento de fundação profunda (Quadro III.1) é aquele que transmite carga ao terreno por meio da resistência da base ou de ponta e da superfície lateral, conhecida como resistência de fuste, ou ainda pela combinação das duas. Nesse tipo de fundação, estão incluídas as estacas e tubulões, conforme descrito no item 3.8 da NBR 6122 (ABNT, 2010) e representado na Fig. III.1.

Quadro III.1 Fundações profundas

Elementos de fundações profundas	Tubulão	A Céu Aberto
		A ar comprimido
	Estaca	Pré-moldada
		Moldada <i>in loco</i>

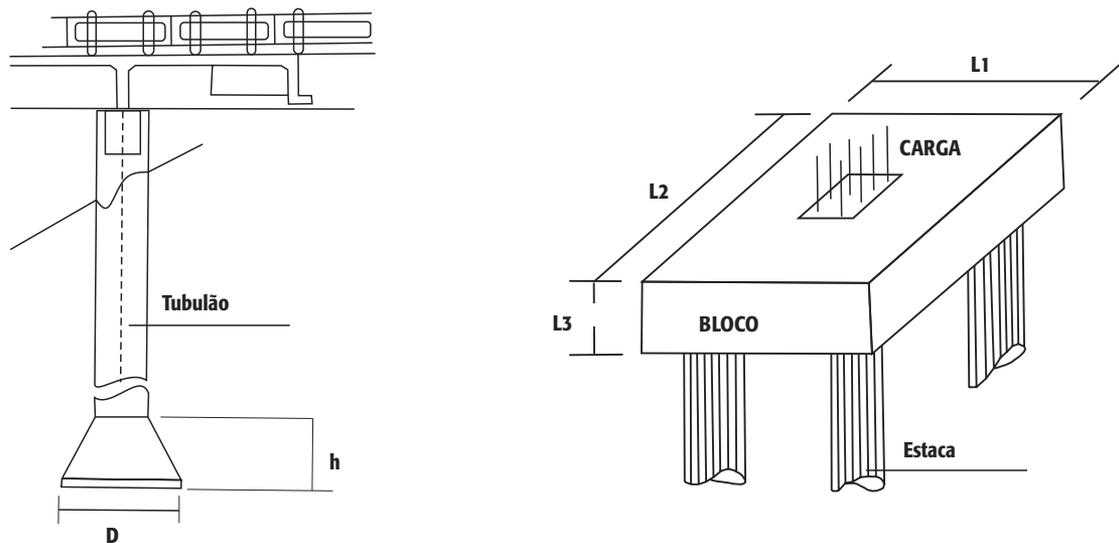


Fig. III.1
Fundações profundas:
tubulão e estaca

Esse tipo de fundação pode ser utilizado tanto em solos coesivos como em solos granulares (não coesivos). Os solos coesivos (argilosos), ao receberem água, tendem a se tornarem plásticos (surge a lama) e apresentam maior grau de estabilidade quando secos. Já os solos não coesivos (granulares) são os compostos de pedras, pedregulhos, cascalhos e areias, ou seja, de partículas grandes (grossas).

De acordo com o item 3.9 da NBR 6122 (ABNT, 2010), o *tubulão* é um elemento estrutural de fundação profunda no qual as cargas são transmitidas ao solo, na maioria das vezes, somente pela ponta. A norma considera ainda que pelo menos em uma das etapas do tubulão exista uma descida de pessoas, para abertura do fuste e/ou da base, ou ainda somente a limpeza do fundo da escavação.

Os tubulões constituem-se de um cabeçote e de um poço (fuste) de diâmetro variando de 0,8 m a 2,0 m ou mais e podem ser cheios ou vazados, conforme a Fig. 9.1.

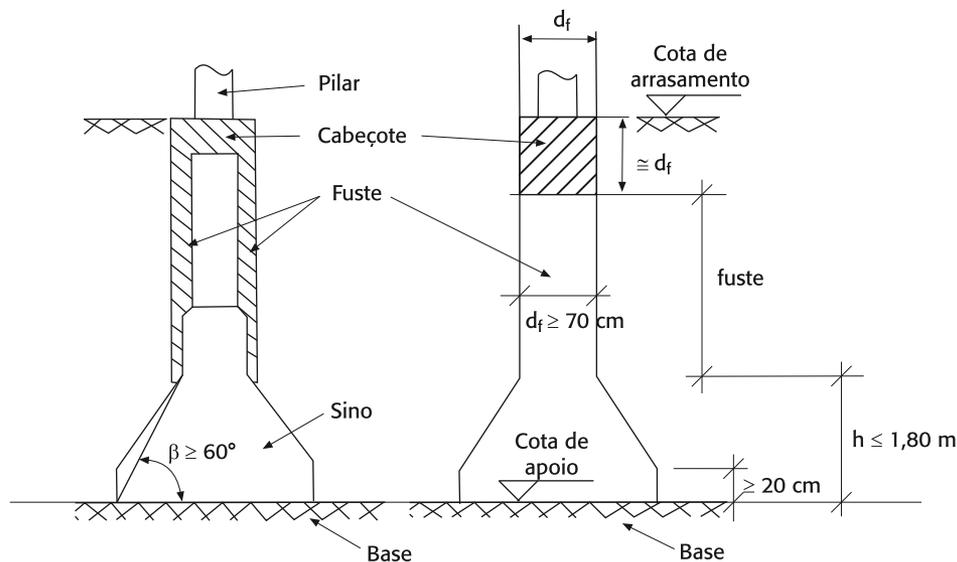


Fig. 9.1 Tubulão, cabeçote, fuste e base

No final do fuste é comum fazer um alargamento de base igual ou maior do que três vezes o fuste, cuja finalidade é diminuir as tensões no solo.

9.1 Classificação dos tubulões

Os tubulões são classificados, quanto à forma de execução, em:

- # tubulão a céu aberto escavado manualmente;
- # tubulão aberto mecanicamente (mecanizado);
- # tubulão a ar comprimido.

9.1.1 Tubulão a céu aberto escavado manualmente

São abertos manualmente em solos coesivos para não ocorrer desmoronamento durante a escavação e acima do nível d'água (NA), conforme a Fig. 9.2.

Constitui-se da abertura de um poço (fuste) com diâmetro maior ou igual a setenta centímetros ($d_f \geq 70 \text{ cm}$) para possibilitar o acesso e trabalho do operário (poceiro). Na parte inferior, é escavada uma base (B) com diâmetro aproximadamente maior ou igual a três vezes o diâmetro do fuste ($B \geq 3d_f$). Em seguida, são colocadas as armaduras e posteriormente se faz a concretagem.

Recomenda-se utilizar armaduras longitudinais uniformemente distribuídas e simétricas pelas seguintes razões:

- a] possibilidade de inversão do sentido da solitação;
- b] simplificação construtiva visando impedir riscos de inversão no posicionamento das armaduras.

EXEMPLO 1 DIMENSIONAMENTO DO DIÂMETRO DO FUSTE E DA ÁREA DA BASE

Projetar e dimensionar um tubulão para o pilar da Fig. 9.38, com taxa admissível no solo de 0,6 MPa (600 kN/m²) e concreto $f_{ck} = 20$ MPa.

Cálculo da área da base

$$D = \sqrt{\frac{4N_s}{\pi \cdot \sigma_{adm,solo}}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.200}{\pi \times 600}} = 1,6 \text{ m}$$

$$D = 1,6 \text{ m} \rightarrow R = 0,8 \text{ m} > 0,625$$

Logo, a base circular não cabe na distância disponível, sendo necessário adotar uma falsa elipse (Fig. 9.39):

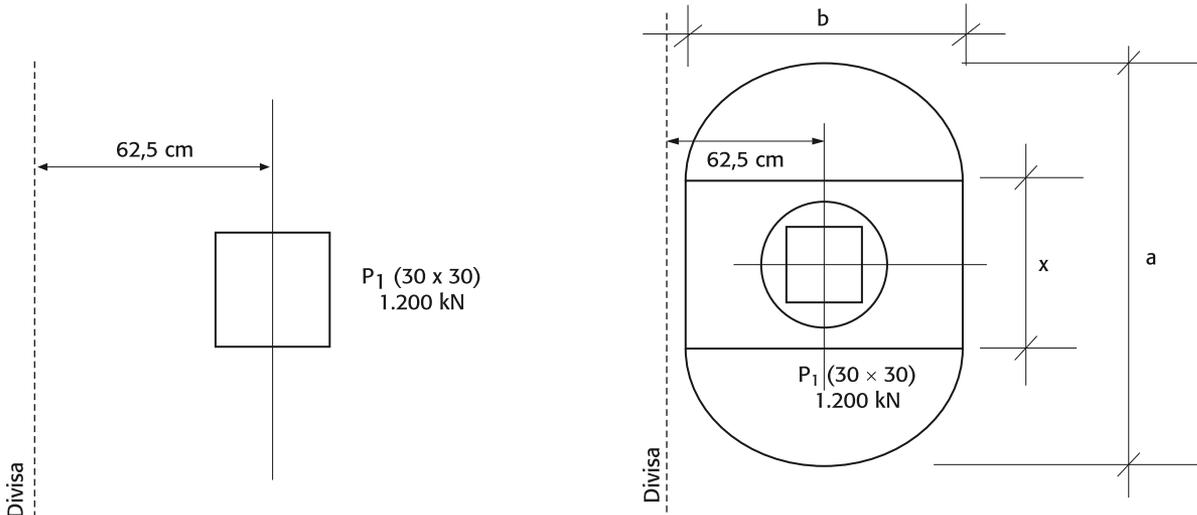


Fig. 9.38 Pilar e carga

Fig. 9.39 Base elíptica

Inicialmente, adota-se $b = 2 \times 0,625 = 1,25$, pois não é necessário deixar folga, visto que a base está a 12 m de profundidade. Portanto:

$$A_{base} = \frac{\pi \cdot b^2}{4} + b \cdot x = \frac{P}{\sigma_{adm,solo}}$$

$$\frac{3,1416 \times 1,25^2}{4} + 1,25x = \frac{1.200}{600} \therefore x = 0,65 \text{ m}$$

$$a = x + b = 0,65 + 1,25 = 1,90 \text{ m}$$

Verificando a relação de $a/b = 1,90/1,25 = 1,52 < 2,5$ (recomendado), o resultado está OK.

Cálculo do diâmetro do fuste (carga somente de compressão)

De acordo com o item 24.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

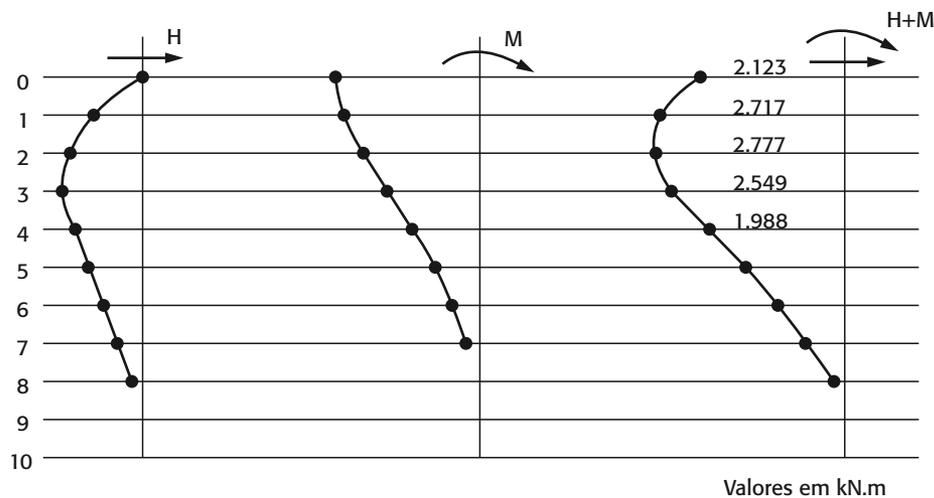


Fig. 9.54 Diagramas de momento ao longo do tubulão

EXEMPLO 3 ESFORÇOS SOLICITANTES NO TUBULÃO

Determinar os esforços nos tubulões da Fig. 9.55, dimensionar e detalhar as partes principais (cabeça, fuste e base). Considerar o solo areia média ($K_{S(x)}$ – linear), bem como os seguintes dados:

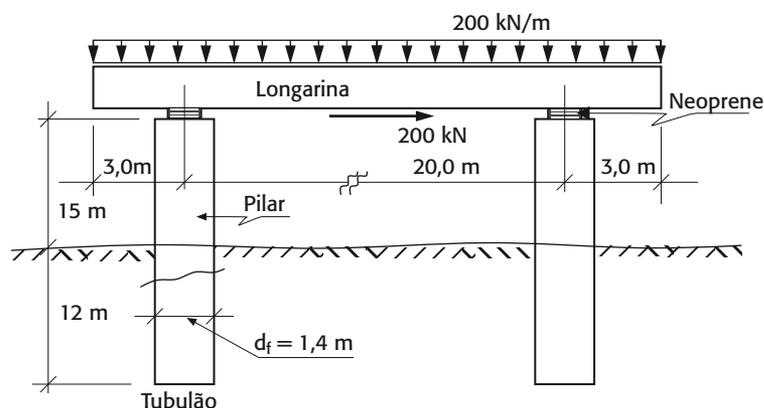


Fig. 9.55 Tubulões e suas partes principais

- # Diâmetro do tubulão: $d_f = 1,40$ m;
- # Tubulões iguais morrendo em ponta (sem alargamento de base);
- # Esforço horizontal: $H = 200$ kN aplicados na altura do neoprene;
- # Concreto: $f_{ck} = 20$ MPa;
- # Aço: CA-50.

Esforços no nível do aparelho de apoio e no nível do terreno (Fig. 9.56)

- # Carga vertical: $N = 200 \times 13 = 2.600$ kN
- # Esforço horizontal: $H = 100$ kN
- # Momento fletor: $M = 100 \times 15 = 1.500$ kN · m

Dimensionamento e detalhamento do fuste

Pelas tabelas de Titze (Tab. 9.2), para areia média $K_{S(x)} = m \cdot x$ (variação linear de acordo com a Fig. 9.57).

As fundações em estacas são consideradas elementos estruturais esbeltos, comparadas com o bloco, cravadas ou perfuradas no solo, cuja finalidade é transmitir as cargas a pontos resistentes do solo por meio de sua extremidade inferior (resistência de ponta) ou do atrito lateral estaca × solo (resistência de fuste).

Essa definição coaduna com a estabelecida pelo item 3.8 da NBR 6122 (ABNT, 2010), a qual completa que sua execução é feita por equipamentos ou ferramentas.

As estacas podem ser agrupadas em dois grandes grupos: as pré-moldadas e as moldadas *in loco*, e, de acordo com Velloso e Lopes (2010), também podem ser classificadas de acordo com seu processo executivo (Quadro 10.1).

- ✦ aquelas que, ao serem executadas, deslocam horizontalmente o solo, dando lugar à estaca que vai ocupar o espaço, são chamadas de *estacas cravadas de deslocamentos*;
- ✦ aquelas que, ao serem executadas, substituem o solo, removendo-o e dando lugar à estaca que vai ocupar o espaço do solo removido, são chamadas de *estacas escavadas de substituição*. Tais estacas reduzem, de algum modo, as tensões horizontais geostáticas.

Alguns processos de estacas escavadas não propiciam a remoção do solo ou, ainda, na sua concretagem tomam-se medidas tendo em vista restabelecer as tensões geostáticas. Essas estacas podem ser classificadas em categoria intermediária às apresentadas anteriormente e são denominadas *sem deslocamentos*.

Quadro 10.1 Tipos de estaca

Estacas	Pré-moldada	Madeira	de deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	Moldada <i>in loco</i>	Broca	de substituição
		Strauss	
		Franki	de deslocamento
		Raiz	sem deslocamento
		Hélice	de substituição
		Escavada com lama	

10.1 Tipos de estaca

Embora o objetivo deste trabalho seja discutir elementos de concreto, serão abordadas, de forma sucinta, informações sobre os demais tipos de estaca apresentadas no Quadro 10.1.

10.1.1 Estacas de madeira

As estacas de madeira devem ser de madeira dura, resistente, em peças retas, roliças e descascadas. O diâmetro da seção pode variar de 18 cm a 40 cm e o comprimento, de 5 m a 8 m, geralmente limitado a 12 m com emendas.

Características estruturais mínimas quando a estaca está em camadas espessas de argila mole

O item 8.4.5 da NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda que as estacas devem ter as seguintes características mínimas quando imersas em camadas espessas de argila mole:

- ✦ Módulo de resistência: $W_{min.} \geq 930 \text{ cm}^3$;
- ✦ Comprimentos entre 20 m e 30 m, resultando em raio de giração: $i \geq 5,4 \text{ cm}$;
- ✦ Comprimentos acima de 30 m: raio de giração: $i \geq 6,4 \text{ cm}$.

Controle da penetração

Um critério ainda bastante utilizado para controlar a capacidade de carga de estacas cravadas (ponto de parada da cravação) é a *nega*, que corresponde à penetração da estaca causada por uma série de dez golpes de um pilão (distanto de 1 m de altura da cabeça da estaca).

10.1.4 Estacas de reação (mega ou prensada)

São estacas de deslocamento nas quais o molde (moldadas *in loco*) ou a própria estaca (pré-moldadas) são segmentadas em aproximadamente 50 cm e cravadas (prensadas) no terreno por meio de macacos hidráulicos. Tais estacas são práticas pelo pequeno porte do equipamento de cravação e são muito utilizadas em reforço de fundações.

Existem três tipos clássicos:

- ✦ Estaca de concreto pré-moldado (Fig. 10.4).
- ✦ Estaca de tubo metálico (aço-carbono).
- ✦ Estaca de perfil metálico (viga *I*).

O processo de cravação é idêntico para os três tipos, pois utiliza segmentos justapostos, prensados no solo por prensas hidráulicas.

O item 8.6.6 da NBR 6122 (ABNT, 2010) preconiza para essas estacas que:

- ✦ o concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) seja inferior a 25 MPa;
- ✦ a armadura seja comprimida com uma tensão à compressão (f_{yk}) superior a 200 MPa;
- ✦ o coeficiente de segurança (γ_f) seja igual a 1,2 para o dimensionamento.



Fig. 10.4 Estacas segmentadas pré-fabricadas de concreto. (A) Estaca para 250 kN e (B) estaca para 230 kN. Fotos: (A) e (B) Forte Estacas (<http://www.estacasforte.com.br/empresa.html>) e (C) Solo.Net Engenharia de Solos e Fundações.

10.1.5 Estacas de concreto moldadas *in loco*

Brocas

O item 3.14 da NBR 6122 (ABNT, 2010) define a estaca tipo *broca* como uma fundação profunda executada por perfuração com trado (manual, na maioria das vezes) e posteriormente concretada pelo lançamento do concreto a partir da superfície.

- ⊛ atrasos no contrato pela falta de experiência ou falta de apreciação de um problema particular por parte do empreiteiro que executa as estacas podem aumentar consideravelmente o custo total de um projeto;
- ⊛ o custo de ensaios deve ser considerado se o empreiteiro que executará as estacas tiver pouca experiência para estabelecer o comprimento ou o diâmetro exigido para as estacas. Em particular, a ruptura de uma estaca durante a prova de carga pode implicar despesas adicionais muito grandes ao contrato. É conveniente recorrer a uma firma conhecida com boa experiência local;
- ⊛ deve-se enfatizar que a maioria dos atrasos e problemas em contrato de estaqueamento pode ser evitada por meio de uma pesquisa completa do local tão cedo quanto possível.

10.3 Capacidade de carga estaca-solo submetidos à compressão

Uma fundação em estacas deve atender à segurança em relação ao colapso do solo (estado-limite último – ELU), bem como aos limites de deformações em serviço (estados-limites de utilização ou de serviço – ELS). Diante disso, é necessário avaliar a capacidade de carga do solo para atender a essas condições (Velloso; Lopes, 2010).

Existem inúmeros processos e métodos para se calcular a capacidade de carga no solo decorrente de elementos cravados ou moldados *in loco* que transmitem cargas por meio da resistência lateral e/ou da resistência de ponta. Esses métodos estáticos utilizam formulários empíricos que simulam o comportamento real do solo e são conhecidos como:

- ⊛ *Teóricos* ou *racionais* que utilizam parâmetros do solo e equações matemáticas que simulam a capacidade de carga;
- ⊛ *Semiempíricos*, que se baseiam em resultados de ensaios *in loco*, destacando o de penetração *Standard Penetration Test* (SPT);
- ⊛ *Empíricos*, nos quais a capacidade de carga é estimada com base na classificação das camadas que a sondagem atravessa e apresenta uma estimativa grosseira.

A capacidade de carga do solo nos métodos estáticos pode ser obtida pelo equilíbrio dos esforços que atuam no elemento estrutural (Fig. 10.14). Esse equilíbrio pode ser escrito fazendo-se a somatória de forças, na vertical, igual a zero:

$$\sum F_y = 0 \quad 10.1$$

$$P_k + G - P_{l,k} - P_{p,k} = 0 \quad 10.2$$

De acordo com o item 5.8.2 da NBR 6122 (ABNT, 2010), os valores de projeto são:

$$P_d \leq P_{rd} \quad 10.3$$

$$P_d = (P_k + G) \cdot \gamma_f \quad 10.4$$

$$P_{rd} = \frac{P_{p,k} + P_{l,k}}{\gamma_x} - P_{an,k} \cdot \gamma_f \quad 10.5$$

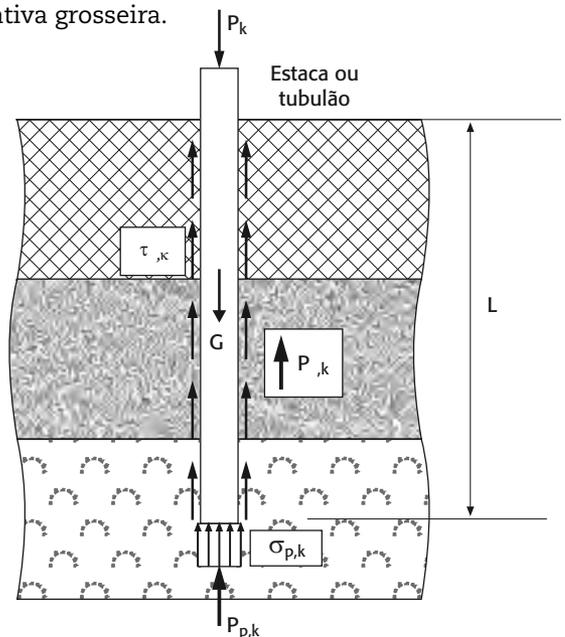


Fig. 10.14 Sistema de equilíbrio da estaca no solo

11.1 Carga nas estacas: estaqueamento

Quando se define a utilização de estacas ou grupos de estacas para distribuir as cargas provenientes de ações reativas da superestrutura ou mesoestrutura ao solo, o primeiro procedimento é a distribuição dessas estacas, devidamente coroadas por um elemento estrutural volumétrico denominado bloco (objeto de estudo dos Caps. 12 e 13). Essas cargas não devem ultrapassar a capacidade última da estaca, bem como a capacidade resistente do conjunto estaca-solo. Portanto, esse agrupamento de estacas deve estar disposto de tal forma que as estacas possam absorver ações verticais, horizontais, momentos fletores e transferi-las ao solo, ao longo de seu comprimento ou pelo efeito de ponta.

O processo inicia-se determinando, em função das cargas aplicadas, o número de estacas e sua disposição – se inclinadas ou somente verticais.

11.1.1 Roteiro para lançamento do estaqueamento

Tipo de solicitação

Existem três tipos de solicitação:

- # Carga vertical: somente estacas verticais;
- # Carga vertical e momento fletor: somente estacas verticais;
- # Carga vertical, momento fletor e carga horizontal: usar estacas inclinadas ou inclinadas e verticais.

Havendo esforço horizontal, será necessário verificar a relação entre a carga horizontal e a carga vertical atuante (Quadro 11.1).

Quadro 11.1 Relação entre a carga horizontal e a carga vertical

Caso 1: $H/N \leq 1/4$	Caso 2: $H/N > 1/4$
Será possível fazer um estaqueamento com estacas inclinadas de no máximo 1:4 sem que haja estacas tracionadas. (Recomenda-se que as estacas inclinadas tenham inclinação de 1:5 quando $H/N \leq 1/5$)	Nesses casos, o esforço horizontal é grande em relação à carga vertical e, normalmente, com estacas inclinadas de 1:4 se desenvolvem esforços de tração nas estacas.

Existindo estacas tracionadas (Caso 2), recomenda-se:

- # aumentar a carga vertical por meio de contrapeso até se atingir a relação $H/N = 1/4$; ou
- # utilizar a estaca tracionada. Nesses casos, aconselha-se consulta a especialista em solos para atestar a capacidade do solo em resistir ao arrancamento. Com relação à peça de concreto em si, o dimensionamento é mais simples.

Procedimentos para determinação do número de estacas

- # Escolher o tipo e capacidade da estaca em função da carga e do tipo de solo:

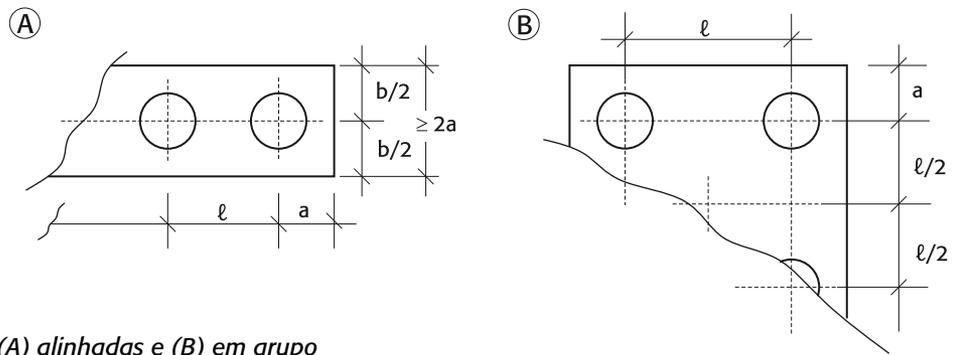


Fig. 11.9 Disposição de estacas: (A) alinhadas e (B) em grupo

11.2 Determinação das cargas nas estacas para um estaqueamento genérico em decorrência das ações verticais, horizontais e momentos

A determinação das cargas nas estacas para um agrupamento de estacas verticais e/ou inclinadas visando atender suas capacidades de cargas, bem como as ações aplicadas, será feita de acordo com a proposta apresentada por Nökkentved (1928 apud Klöchner; Schmidt, 1974).

Algumas hipóteses simplificadoras (Fig. 11.10) são adotadas, possibilitando o cálculo dos esforços nas estacas:

- # o bloco é rígido;
- # as estacas são articuladas nas duas extremidades, no bloco e no solo;
- # todas as estacas possuem o mesmo diâmetro (d_E);
- # todas as estacas terminam no mesmo nível.

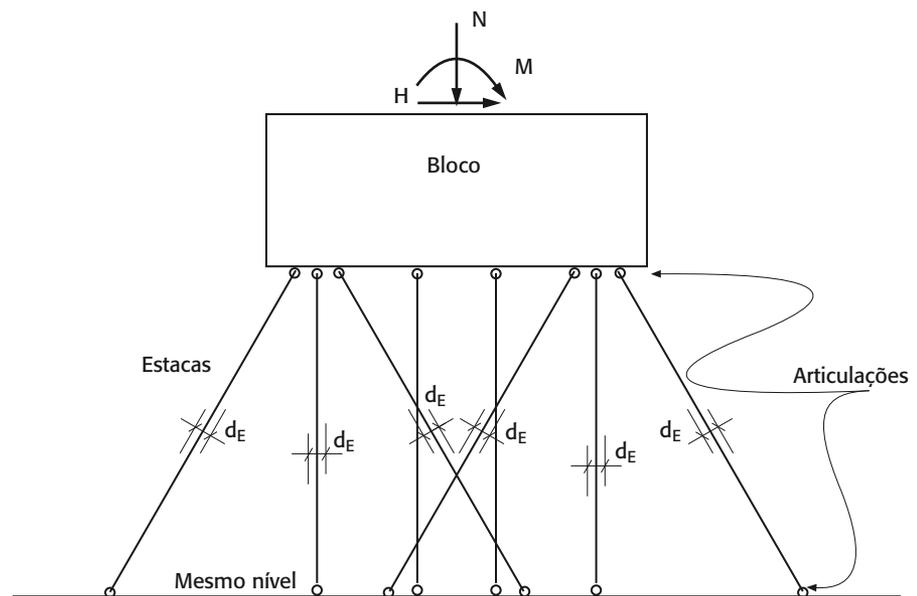


Fig. 11.10 Hipóteses simplificadoras

11.2.1 Procedimento para o cálculo do CE

Denomina-se centro elástico o ponto em que ao se aplicar uma carga ela provocará apenas deslocamento horizontal e vertical do bloco (o bloco não gira).

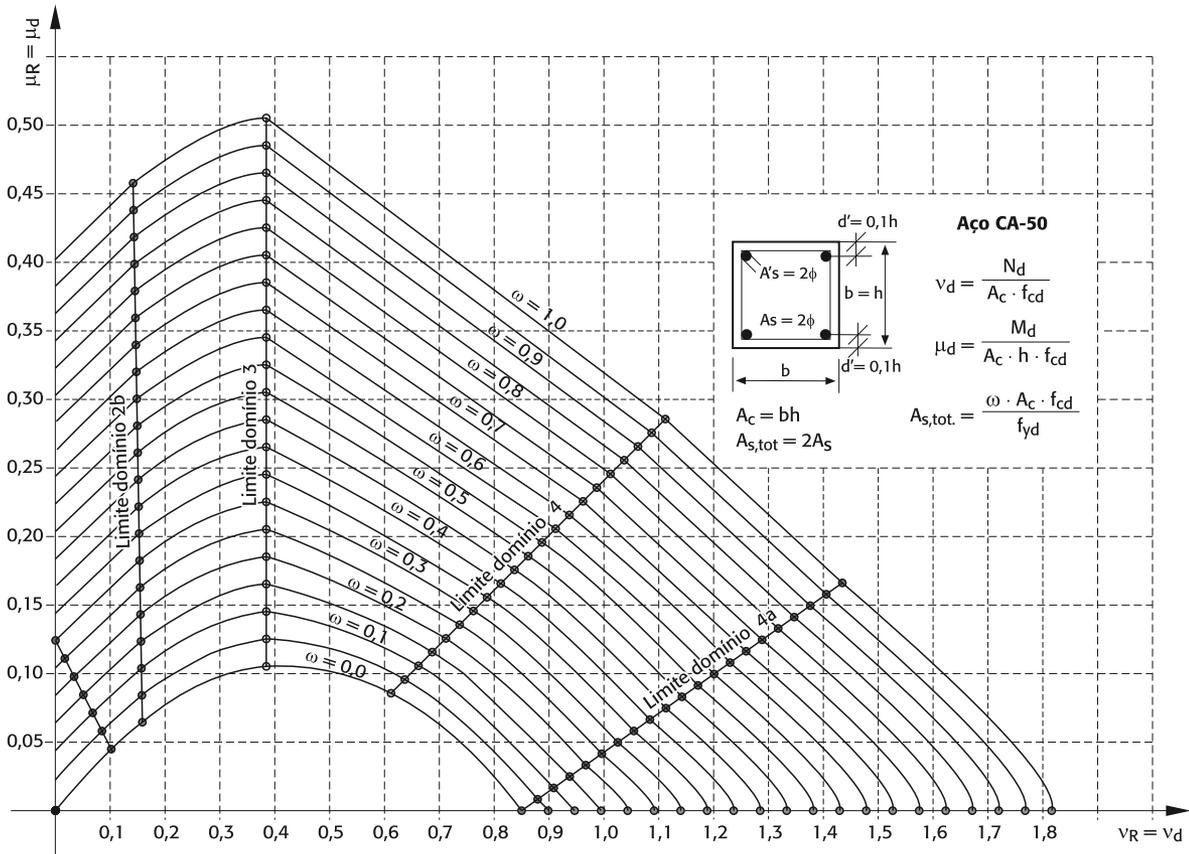


Fig. 11.36 Gráfico adimensional para dimensionamento da estaca

11.3.2 Estacas pré-moldadas em concreto armado

As estacas pré-moldadas ou pré-fabricadas são dimensionadas utilizando-se as normas da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 9062 (ABNT, 2001). O item 8.6.5 da NBR 6122 (ABNT, 2010) limita o f_{ck} máximo em 40 MPa.

Para a fixação da carga estrutural admissível, deve-se adotar um coeficiente de minoração da resistência característica do concreto $\gamma_c = 1,3$ quando se utiliza controle sistemático, caso contrário, utilizar $\gamma_c = 1,4$.

Manuseio e transporte

É importante ter conhecimento da resistência do concreto da estaca durante o manuseio, ou seja, pouco antes da retirada da forma. Os casos de carregamentos a serem considerados são dois: içamento e estocagem.

Içamento e estocagem

Na Fig. 11.37 estão indicadas as distâncias recomendadas de pega para içamento (Fig. 11.3A) e apoio para estocagem (Fig. 11.37B), enquanto a Fig. 11.38 apresenta o sistema estático da estaca.

Fazendo uso das funções singulares (Cap. 1), podem-se escrever as equações da cortante e momento para a estaca, cujo sistema estrutural está indicado na Fig. 11.39:

$$V(x) = g \cdot x - R_{VA}(x - a)^0 - R_{VB}(x - b)^0 \quad 11.65$$

Parte IV

ELEMENTOS DE TRANSIÇÃO

São considerados elementos de transição (Quadro IV.1) entre a superestrutura e as estacas ou tubulões. Os elementos volumétricos são denominados blocos, e os laminares, lajes (Fig. IV.1).

Quadro IV.1 Elementos de transição

Elementos de fundação	Elementos de transição de carga da superestrutura para estruturas de fundação profunda	Bloco	Bloco apoiado sobre estacas ou tubulões
		Radier	Placa ou laje apoiada diretamente no solo
		Laje	Laje apoiada sobre estacas ou tubulões

O item 22.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014) considera **blocos sobre estacas** elementos estruturais especiais que se caracterizam por um comportamento que não respeita a hipótese das seções planas – por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas – e que devem ser calculados e dimensionados por modelos teóricos apropriados.

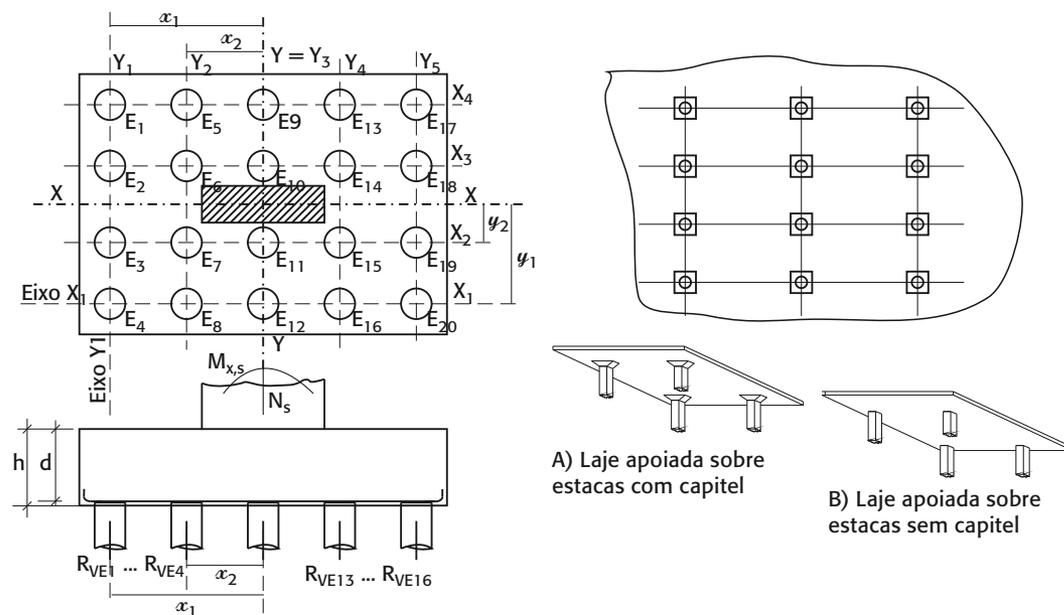


Fig. IV.1 Elementos de transição sobre estacas: (A) bloco e (B) laje

Os blocos são considerados elementos de transição entre a superestrutura e as estacas ou tubulões. Em quase todos os trabalhos conhecidos, tem-se adotado dois modelos básicos para análise desse elemento estrutural (Ramos; Giongo, 2009).

- # a análise teórica elástica linear compreendendo a analogia das bielas e tirantes e a teoria das vigas;
- # a análise de ensaios experimentais de modelos.

O método das bielas-tirantes é um dos processos aproximados empregados com frequência no dimensionamento de blocos. Esse processo foi inspirado no trabalho de Lebelle (1936 apud Blévyot; Frémy, 1967) proposto para o cálculo de sapatas diretas. Blévyot e Frémy (1967) realizaram uma série de ensaios de blocos cujos resultados são até hoje utilizados, como modelos de cálculos e detalhes construtivos.

Segundo o item 22.7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas ou tubulões as cargas de fundação e podem ser considerados rígidos (Fig. 12.1) ou flexíveis (Fig. 12.2) por critério análogo ao definido para as sapatas.

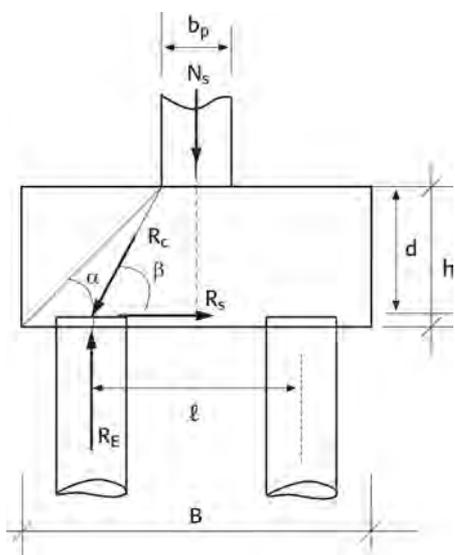


Fig. 12.1 Bloco rígido

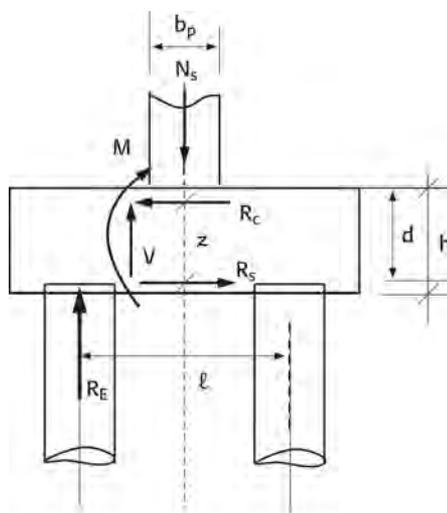


Fig. 12.2 Bloco flexível

12.3 Ensaios realizados por Blévo e Frémy (1967)

Blévo e Frémy (1967) ensaiaram blocos de duas, três e quatro estacas submetidas à força centrada variando disposições das armaduras. Numa primeira série, empregaram modelos de concreto de tamanho reduzido, com os quais diminuíram o campo das opções a examinar (inclinação máxima e mínima de bielas, tipos de armação etc.). Os resultados foram confirmados pelos ensaios de blocos em tamanho natural, realizados em menor número. Gertsenchtein (1972) apresenta de forma detalhada os resultados de Blévo e Frémy (1967) adaptando nomenclaturas e valores aos parâmetros usuais. Neste livro, foi feito um resumo dessas análises com a finalidade de justificar os coeficientes utilizados.

12.3.1 Blocos sobre duas estacas

Blocos sobre duas estacas são corpos da 2ª série (tamanho natural). Eles possuíam armaduras de barras lisas retas que terminavam em gancho, enquanto as de barras com mossas e saliências também eram retas, mas não tinham ganchos nas extremidades. As armaduras podem ser conferidas na Fig. 12.10.

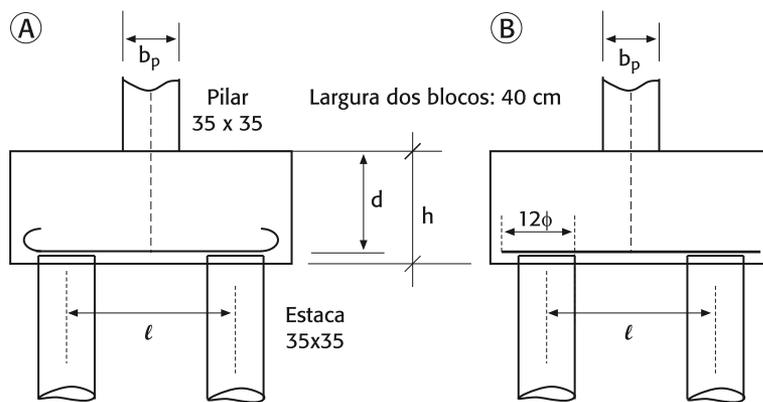


Fig. 12.10 Bloco sobre duas estacas ensaiado por Blévo e Frémy (1967): (A) barras lisas e (B) barras com mossas e saliências

Tipos de ruptura

Sempre que a inclinação da biela se manteve superior a 40° ($\theta > 40^\circ$), notou-se que:

- apareceram fissuras ligando a face do pilar à estaca (Fig. 12.11);
- com o aumento progressivo da carga, houve esmagamento da biela junto ao pilar, junto à estaca ou nos dois lugares, simultaneamente;
- fez-se exceção aos corpos de prova nos quais o escorregamento das armaduras mal ancoradas se deu prematuramente, e isso só ocorreu para as barras que tinham mossas e saliências (sem gancho).

Outras considerações

Na influência da inclinação das bielas, notou-se que:

- com $\theta < 40^\circ$, as tensões no concreto e no aço, calculadas pelos procedimentos de bielas (treliças), resultam em valores inferiores aos encontrados experimentalmente;

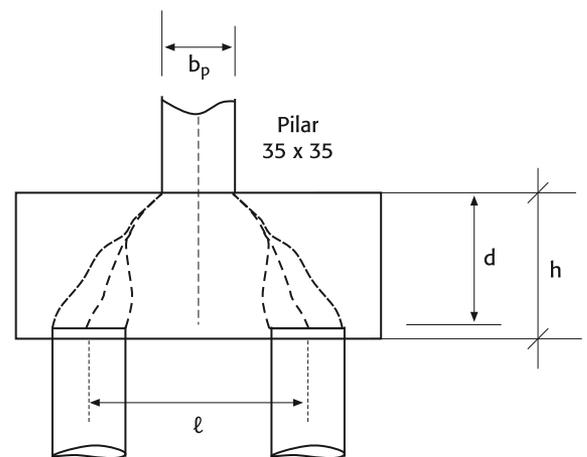


Fig. 12.11 Fissuras junto ao pilar e esmagamento da biela

O detalhamento completo pode ser conferido no Anexo A15.

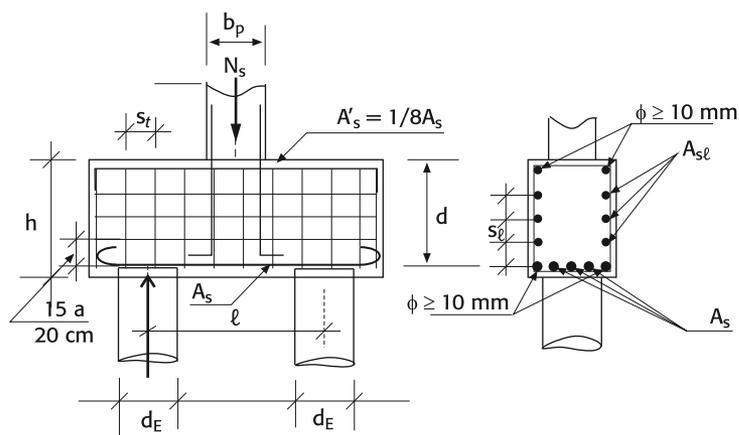


Fig. 12.27 Detalhe das armaduras de bloco sobre duas estacas. Fonte: Mautoni, (1971).

12.4.3 Bloco sobre três estacas

Recomendações para detalhamento de blocos sobre três estacas (Fig. 12.28):

- ✦ a ancoragem das armaduras deve obedecer aos mesmos detalhes apresentados para as barras tracionadas e na Fig. 12.25, referente ao bloco sobre duas estacas;
- ✦ no caso de cintas, as emendas devem ser feitas por superposição mínima igual ao comprimento de ancoragem de barras tracionadas.
- ✦ quando se utilizarem armaduras somente segundo os lados ou cintas, recomenda-se a colocação de uma malha para reduzir a fissuração do fundo do bloco. A armadura da malha deve ter área de $1/5 A_s$ (lados) em cada direção.

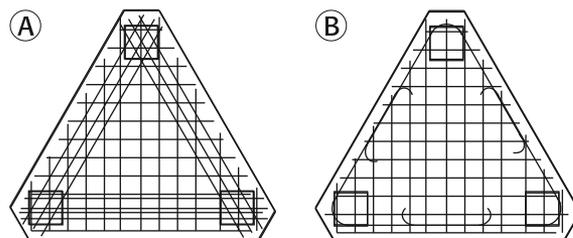


Fig. 12.28 Bloco sobre três estacas com armaduras (A) segundo os lados mais malha e (B) em cinta mais malha. Ver detalhamento completo no Anexo A 16

12.4.4 Bloco sobre quatro estacas

Recomendações para detalhamento de blocos sobre quatro estacas (Figs. 12.29 e 12.30):

- ✦ no caso da existência de armaduras somente segundo os lados, recomenda-se a colocação de malha inferior (na base do bloco) com seção total, em cada direção, pelo menos igual a $1/5$ da armadura principal ($A_{s(lados)}$);
- ✦ tendo em vista a observação feita para os blocos sobre três estacas, Blévet e Frémy (1967) recomendam que as armaduras segundo os lados sejam calculadas por:

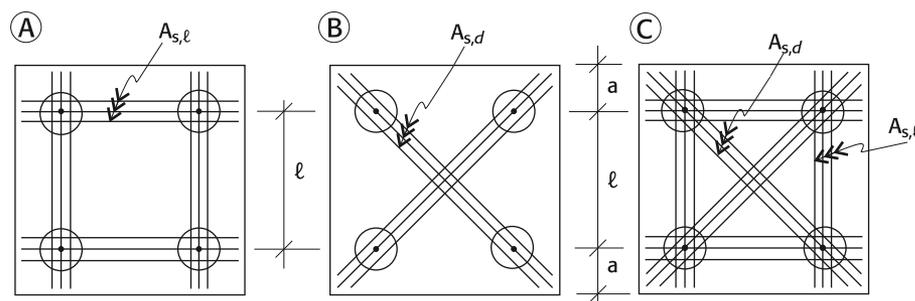


Fig. 12.29 Detalhamento de blocos sobre quatro estacas: (A) armadura segundo os lados, (B) armadura segundo as diagonais e (C) armadura segundo os lados e as diagonais

13.1 Dimensionamento de bloco com pilar solicitado à flexão

13.1.1 Método de bielas

Quando houver tração em uma das estacas, o esquema resistente a ser adotado é o da Fig. 13.1.

Verifica-se a tensão na biela comprimida e calcula-se a armadura principal (A_{s1}) considerando o bloco com uma carga centrada hipotética igual a duas vezes a reação máxima na estaca comprimida ($R_{VC,E}$), sem considerar a atuação do momento fletor, que já foi considerada na reação da estaca. A armadura tracionada do pilar ($A_{s,pilar}$) deve ser emendada com armadura principal.

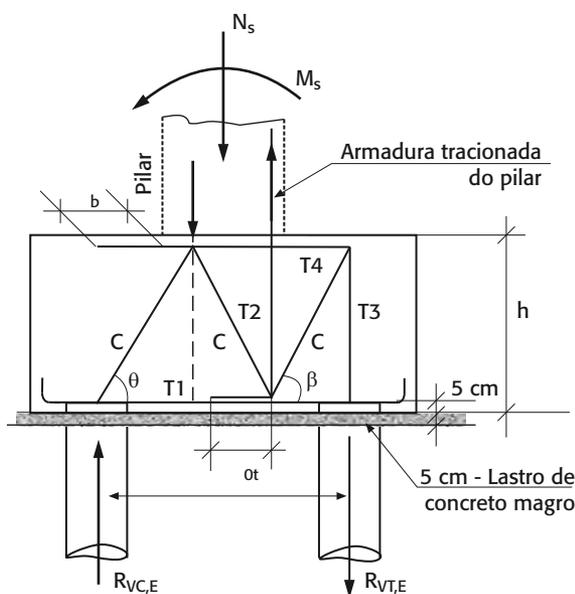


Fig. 13.1 Sistema resistente (Observação: as armaduras construtivas não estão indicadas)

O esquema de treliça apresentado na Fig. 13.1 permite visualizar o andamento da carga no bloco, possibilitando a visualização do posicionamento das armaduras. O mesmo esquema apresentado para um bloco sobre duas estacas (ou tubulões) também poderá ser utilizado para um bloco sobre quatro estacas. Lembrando sempre que a armadura de tração do pilar A_{s2} (decorrente de $T2$) deve ser emendada com a armadura principal.

Comprimento de transpasse (l_{ot})

De acordo com o item 9.5.2.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o comprimento de transpasse deverá ser descoberto pela seguinte fórmula (desde que a distância livre entre as barras seja maior do que 4ϕ):

13.3 Blocos alongados submetidos à torção pela aplicação de momentos nas duas direções do pilar

No caso de blocos alongados submetidos à torção pela aplicação de momentos nas duas direções do pilar, as armaduras longitudinais e os estribos devem ser acrescidos das armaduras necessárias para absorver o momento de torção no bloco (Fig. 13.9).

De acordo com o item 17.5.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), existindo a demanda da torção para equilíbrio do elemento estrutural, será obrigatório colocar a armadura destinada para absorver os esforços de tração provenientes da torção. Essa armadura deve ser constituída por estribos verticais e armaduras longitudinais ao longo do seu perímetro.

Será admitido que a seção cheia funcione como uma seção vazada fictícia, cuja parede terá espessura definida por Borges (1973) como igual a:

$$h_e = \text{o menor valor entre } \begin{cases} \frac{b}{6} \\ \frac{b_m}{5} \end{cases}$$

em que b_m é a menor dimensão (entre b_m e h_m) que une as barras longitudinais posicionadas nos cantos da seção transversal (Fig. 13.10) e b é a menor dimensão entre b e h .

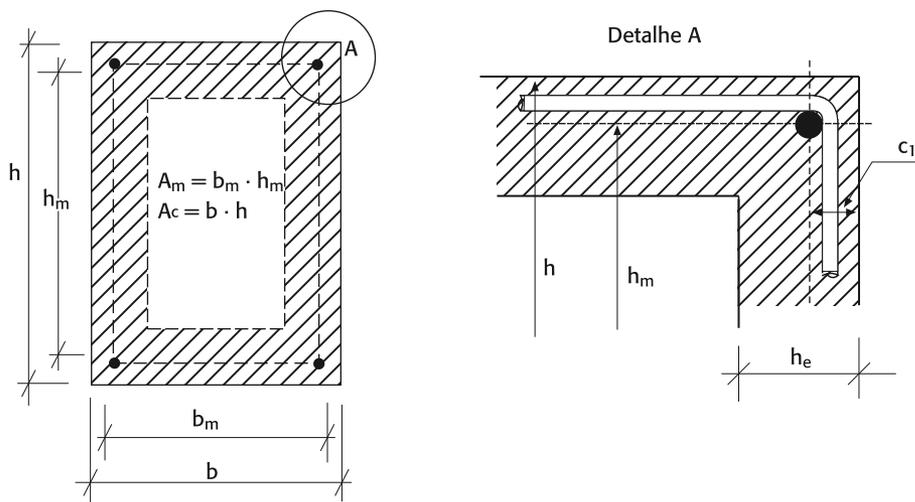


Fig. 13.9 Bloco submetido à torção

Fig. 13.10 Área média: espessura fictícia resistente à torção

A seção geométrica vazada equivalente é definida, de acordo com o item 17.5.1.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), com base na seção cheia, cuja espessura da parede equivalente vale:

$$\frac{A_c}{u} \leq h_e \leq 2c_1 \quad 13.13$$

em que:

A_c é a área da seção cheia;

h_e é a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado.

u é o perímetro da seção cheia $= 2(b + h)$;

c_1 é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

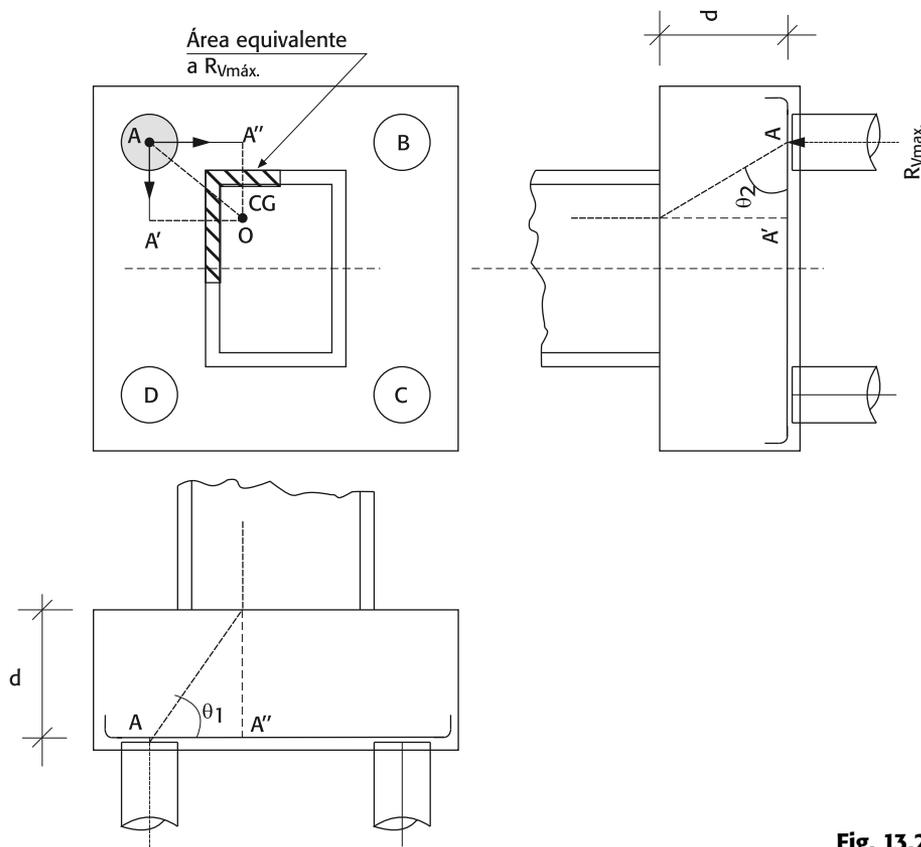


Fig. 13.21 *Pilar com seção vazada*

Cálculo da armadura

As armaduras também serão calculadas de forma semelhante ao bloco sobre quatro estacas, conforme o Quadro 12.6 ou 12.7 do Cap. 12.

Segundo os lados AD e BC, tem-se:

$$R_{s1,d} = \frac{N_{sd}}{4 \operatorname{tg} \theta_1} \rightarrow A_{s1} = \frac{R_{s1,d}}{f_{yd}} \quad \mathbf{13.41}$$

Por outro lado, de acordo com os lados AB e CD tem-se:

$$R_{s2,d} = \frac{N_{sd}}{4 \operatorname{tg} \theta_2} \rightarrow A_{s2} = \frac{R_{s2,d}}{f_{yd}} \quad \mathbf{13.42}$$

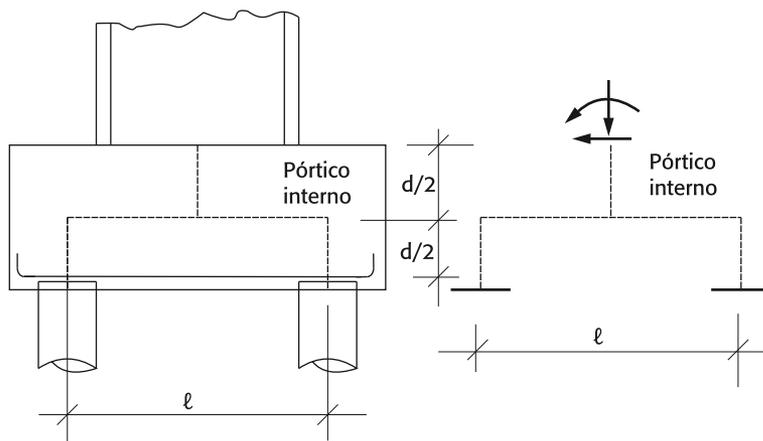


Fig. 13.22 *Esquema de pórtico*

14.1 Fundações rasas em radier

14.1.1 Definição

O *radier* é um elemento de fundação superficial constituído de um único elemento que recebe parte ou todas as cargas dos pilares da estrutura, distribuindo-as ao solo (NBR 6122, ABNT, 2010).

Segundo Rodrigues (2011), o radier é constituído por um único elemento de fundação que distribui toda a carga da edificação para o terreno, cuja distribuição de carga é tipicamente superficial.

O ACI 360R (1997) define radier (*slabs on grade*) como uma laje contínua suportada pelo solo utilizando como carregamento total uma carga uniformemente distribuída correspondente a no máximo 50% da tensão admissível do referido solo.

De acordo com Menegotto e Pilz (2010), quando todos os pilares de uma estrutura transmitem cargas ao solo por meio de uma única fundação como uma grande sapata, denomina-se esse elemento de radier.

O radier é, portanto, uma fundação em laje maciça (Fig. 14.2A) ou nervurada (Fig. 14.1) ou ainda um sistema constituído de lajes e vigas (Fig. 14.2B). Nesse último caso, ele será semelhante ao caso de sapatas vazadas, que recebem as cargas da estrutura e as transmitem ao solo.

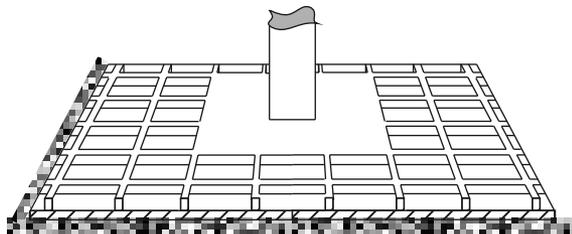


Fig. 14.1 Radier com nervuras

À medida que as sapatas isoladas e/ou associadas começam a ultrapassar 50% a 70% da área da projeção da construção (condição que as tornam econômicas), as estruturas em radier começam a ser interessantes. Embora se tenha um maior consumo de concreto, o consumo de forma pode ser reduzido drasticamente e a velocidade da obra passa a ser um dos fatores de competitividade.

Segundo Dória (2007), o radier é um tipo de estrutura de fundação superficial executado em concreto armado ou protendido que recebe todas as cargas através de pilares da edificação ou das paredes da alvenaria estrutural, distribuindo-as de forma uniforme ao solo (Fig. 14.2A).

A fundação do tipo radier é empregada quando:

- # o solo tem baixa capacidade de carga;
- # deseja-se uniformizar os recalques;

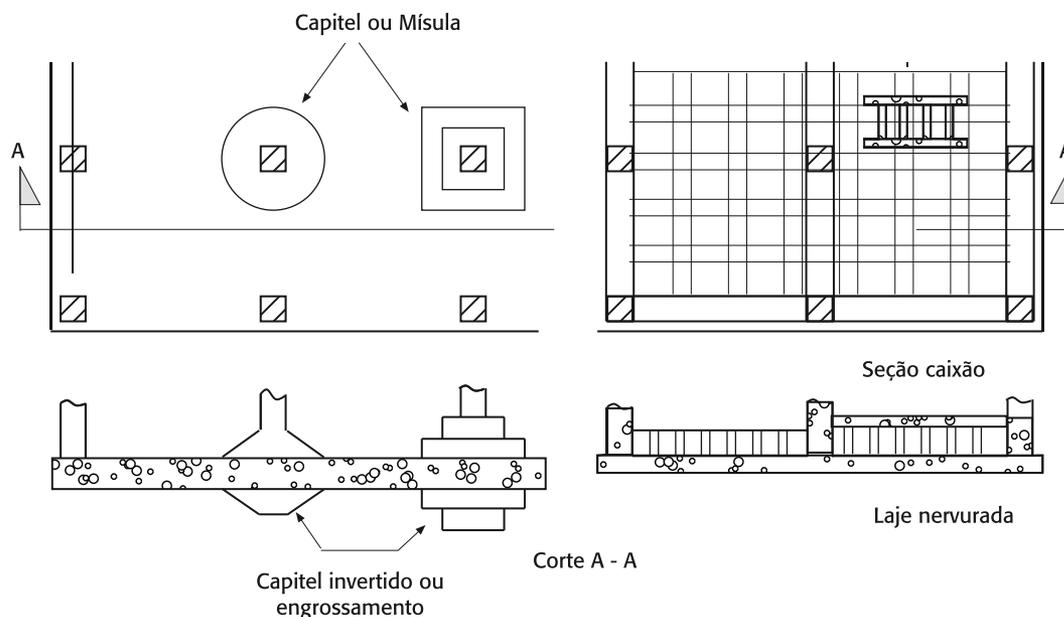


Fig. 14.3 Tipos de radier

E_c é o módulo de elasticidade;

I é a inércia da peça de concreto (rigidez da faixa).

- b] a variação, tanto de cargas nos pilares (ou faixas) quanto do espaçamento entre colunas, não deve ultrapassar 20%.

Caso uma das condições não seja atendida, o radier será considerado flexível, ou seja, elástico (Dória, 2007).

14.1.3 Disposições construtivas

Os radiers, em função das cargas atuantes, podem atingir espessuras que variam de 10 a 150 cm. Tal espessura vai depender das tensões pela punção e/ou das distâncias entre apoios (cargas) que determinam os valores dos esforços solicitantes desenvolvidos nessas lajes. Devem, todavia, obedecer aos seguintes limites mínimos de espessuras, conforme especifica o item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

- # 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- # 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- # 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas (com o mínimo de: $l/42$ para lajes de piso biapoiadas; $l/50$ para lajes de piso contínuas);
- # 16 cm para lajes lisas;
- # 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Os capitéis podem ter tamanhos e formas variados. Na Fig. 14.4 especificam-se algumas dessas formas e dimensões.

14.1.4 Dimensionamento e detalhamento

Antes de efetuar o dimensionamento aos esforços solicitantes, é necessário conhecer os carregamentos atuantes, bem como os solicitantes provocados nos radiers decorrentes da transferência das cargas ao solo.

Carregamento da laje

Inicialmente, será adotada uma espessura de 20 cm para a laje, um espaçamento entre estacas da ordem de 3,0 m e um balanço de 1,0 no final do piso. Assim, a carga na laje será:

$$pp = g_1 = h_L \cdot \rho_{conc.} = 0,20 \times 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = g_2 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga variável} = q = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total} = pp + g_2 + q = 5,0 + 1,5 + 10,0 = 16,5 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo dos esforços solicitantes na faixa de laje, mais carregada, calculada como viga

Inicialmente, a carga sobre a faixa hachurada da Fig. 14.29 será linearizada e, em seguida, o cálculo dos esforços será feito como uma viga contínua e simétrica, representada na Fig. 14.30.

Carga linearizada na largura da faixa

$$p_v = b_{faixa} \cdot p_L = 3,0 \times 16,5 = 49,5 \text{ kN/m}$$

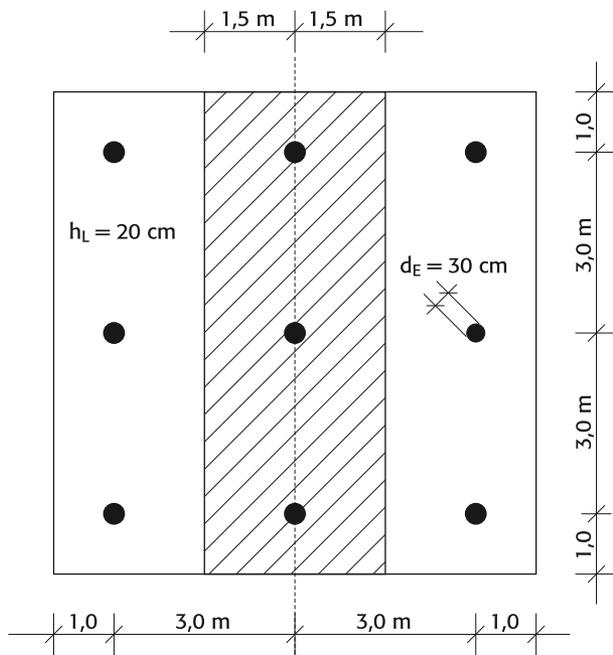


Fig. 14.29 Piso estaqueado

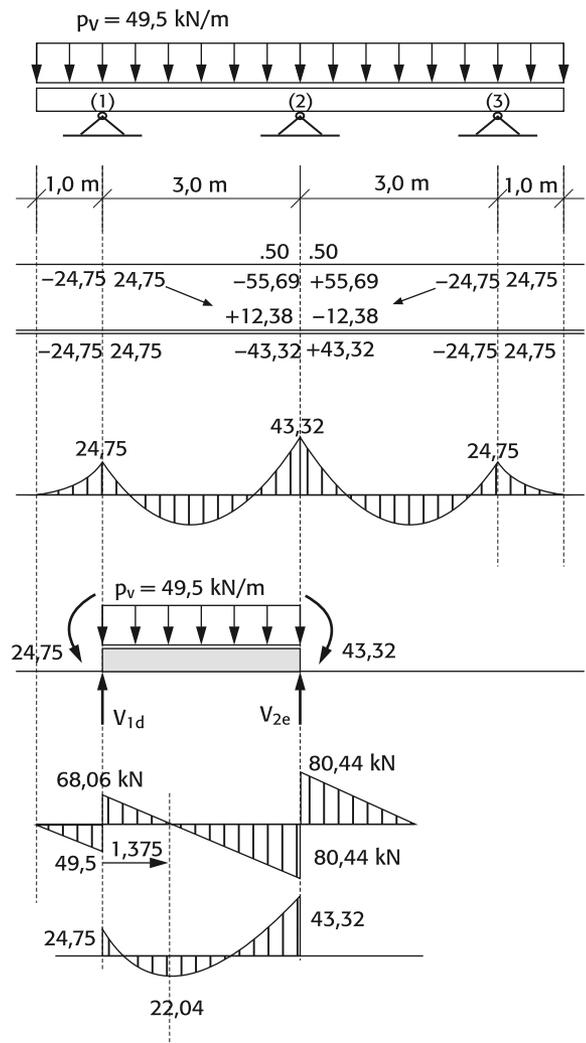


Fig. 14.30 Laje como viga contínua

Se há uma variedade de livros dedicados ao dimensionamento geotécnico das fundações, o mesmo não ocorre quanto ao dimensionamento estrutural dos elementos de concreto, lacuna que esta obra vem preencher brilhantemente. *Elementos de fundações em concreto* aborda de forma didática e ricamente ilustrada todos os principais conhecimentos necessários à área, desde os conceitos básicos de Cálculo Estrutural – como comportamento das estruturas, esforços, cargas e interação solo-estrutura – até o dimensionamento e detalhamento de fundações em sapatas e radiers, estacas e tubulões, além de elementos de transição, como blocos. Além do rigor técnico, a obra se beneficia da sólida experiência prática do autor, essencial para uma boa engenharia.

Complementada por uma série de anexos com informações úteis, como equações para cálculo de deformações; valores de pressões, esforços e deformações; coeficientes; e detalhamento de bloco em diferentes configurações, esta obra é uma referência completa para o estudante e profissional de Engenharia de Fundações.

João Carlos de Campos é engenheiro civil pela Escola de Engenharia de Lins e mestre em Ciência de Engenharia pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Foi professor no curso de Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia de Presidente Prudente e na Universidade Estadual de Londrina e atualmente leciona cursos de graduação e pós-graduação no Centro Universitário de Lins. Possui ampla experiência prática como diretor técnico e administrativo de diversas empresas, como a Construtora Garavelo, a Construtora Khouri e a Engecampos Engenharia e Projetos.

ISBN 978-85-7975-169-1



9 788579 751691