

Thiago Bomjardim Porto
Danielle Stefane Gualberto Fernandes

curso básico de
CONCRETO
ARMADO

conforme NBR 6118/2014

oficina **de** textos

Thiago Bomjardim Porto
Danielle Stefane Gualberto Fernandes

curso básico de
CONCRETO
ARMADO

conforme NBR 6118/2014

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.

Foto capa Auditório Ibirapuera – parque do Ibirapuera

Preparação de figuras Letícia Schneiater

Preparação de textos Pâmela de Moura Falarara

Revisão de textos Carolina A. Messias

Impressão e acabamento Vida & Consciência gráfica e editora

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

Porto, Thiago Bomjardim
Curso básico de concreto armado : conforme NBR
6118/2014 / Thiago Bomjardim Porto, Danielle
Stefane Gualberto Fernandes. -- São Paulo :
Oficina de Textos, 2015.

Bibliografia.
ISBN 978-85-7975-187-5

1. Concreto - Armaduras 2. Concreto armado
3. Estrutura de concreto armado I. Fernandes,
Danielle Stefane Gualberto. II. Título.

15-04933

CDD-624.1834

Índices para catálogo sistemático:

1. Estrutura de concreto armado : Engenharia
624.1834

Todos os direitos reservados à **Editora 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

Destinamos esta obra a todos os colegas que se iniciam nesta desafiadora e cativante especialidade e que têm o forte desejo de vencer.

Também oferecemos este livro, em forma de homenagem, às notáveis figuras dos professores Antônio Carlos Nogueira Rabelo, Elvio Mosci Piancastelli, Estevão Bicalho Pinto Rodrigues, José de Miranda Tepedino, José Márcio Fonseca Calixto, Ney Amorim Silva e Ronaldo Azevedo Chaves, cujo trabalho e dedicação à especialidade firmaram as bases do ensino contemporâneo, da pesquisa e das atividades associadas à Engenharia de Estruturas nacional, universalizando seu saber e cultura. Que seus exemplos sirvam de inspiração às futuras gerações, com vistas ao engrandecimento cada vez maior de nossa profissão.

Gostaríamos de agradecer também o apoio da família Tepedino para publicação deste livro didático, em especial os engenheiros Márcio Tepedino, Márcia Tepedino e Caetano Tepedino.

Os autores

“Precisamos ter livros para a realidade brasileira, simples, diretos e práticos.”
(Botelho; Marchetti, 2013)

APRESENTAÇÃO

O ensino do Concreto Armado é um conjunto de tópicos do curso de Engenharia Civil imprescindível para a formação do aluno. Isso porque, no projeto estrutural de obras de pequeno, médio ou grande porte, seu uso – como material estrutural – é o mais empregado em termos de volume, tanto no âmbito brasileiro quanto mundial. Isso se deve às suas características intrínsecas que potencializam seu uso, entre elas: flexibilidade na moldagem de formas diversas, boa resistência mecânica, boa durabilidade, baixo custo, tecnologia mundialmente disseminada etc.

É sabido que há centenas de faculdades de Engenharia Civil no Brasil, de modo que deve haver milhares de professores que ensinam disciplinas de Concreto Armado, quer no ensino dos conceitos elementares, como a definição dos materiais, o dimensionamento e detalhamento de vigas, pilares, lajes etc.; quer no de tópicos mais avançados aplicados a obras especiais, como na construção de barragens, estádios, hangares, metrô etc.

Entretanto, é infinitamente pequena a quantidade de material documentado em forma de livro sobre os preceitos para a boa aprendizagem do tema. Basta verificar a escassa quantidade de livros sobre esse assunto presente nas estantes das livrarias técnicas. Vê-se que esse fenômeno também se propaga para as demais áreas das ciências exatas e aplicadas no Brasil, o que representa um dado negativo para a difusão desses conhecimentos e para o incentivo aos alunos para adentrarem ou continuarem nessas áreas tão profícuas para a criação de núcleos tecnológicos nacionais.

Nesse sentido, aprender a projetar estruturas usando o Concreto Armado requer que o aluno tenha boa aderência em algumas áreas das ciências, como a química dos materiais, conceitos da mecânica dos sólidos deformáveis e teoria das estruturas. Ou, de forma mais superficial – mas necessária – ele tem que estar familiarizado com assuntos da dinâmica das estruturas, mecânica dos solos, teoria da plasticidade, da mecânica da fratura etc.; tudo isso para que compreenda com mais facilidade as inter-relações que esses fenômenos têm com seus projetos, quer em forma da interação com ações envolvidas, quer para compreender aspectos ligados à corrosão, à fissuração, a concentrações de tensões etc.

Assim, ensinar e principalmente escrever sobre o tema Concreto Armado para alunos de graduação não é uma tarefa fácil, pois pode tornar o livro pouco atraente, com um aprofundamento teórico sobre os assuntos direta ou indiretamente envolvidos, ou se tornar um livro impreciso: pouco formativo, com a apresentação de procedimentos normativos de

caráter prático, sem se ater aos fenômenos relevantes para o bom entendimento do material Concreto Armado que, apesar de ser aparentemente tão simples, envolve fenômenos tão complexos. O equilíbrio — o ideal — muitas vezes se torna um caminho difícil de ser alcançado nos poucos livros correntes.

Entretanto, este livro consegue discorrer sobre o assunto de forma equilibrada. O livro é baseado nos quatro pilares principais da construção de um projeto: lançamento estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento.

São apresentados os conceitos de forma clara e didática, com o aprofundamento necessário para seu entendimento global, sem superficialidade, mas não se exaurindo em certos aspectos, o que perderia seu objetivo para o ensino de Concreto Armado na maioria das universidades do Brasil.

O livro apresenta, num segundo momento, o projeto completo de um edifício, descrevendo todas as etapas para a sua concepção, análise, dimensionamento e detalhamento, expondo de forma explícita todos os procedimentos de cálculo necessários e facilitando o bom entendimento ao aluno.

Por fim, congratulo os autores por esse excelente trabalho, destacando que eles são exemplos de profissionais e principalmente de professores que estão contribuindo de forma rica à propagação de seus conhecimentos e experiências ao ensino e ao projeto de estruturas aos nossos futuros engenheiros civis.

Parafraseando Fernando Pessoa: “ensinar é preciso, mas escrever também é preciso”.

ENG.º VALÉRIO S. ALMEIDA

*Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica
da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*

PREFÁCIO

Este livro procura fornecer explicações claras, com profundidade adequada, dos princípios fundamentais do Concreto Armado. O entendimento desses princípios é considerado uma base sobre a qual se deve construir a experiência prática futura na Engenharia de Estruturas.

Admite-se que o leitor não possui conhecimento prévio sobre o assunto, mas possui bom entendimento de Resistência dos Materiais.

Não se pretendeu elaborar um manual, nem um trabalho puramente científico, mas um livro-texto, um guia de aula, rico em exemplos brasileiros. Outra preocupação foi que aspectos polêmicos não fossem considerados, mas que, ao contrário, fossem abordadas as técnicas e os métodos reconhecidos e aceitos em nosso meio técnico.

O livro tornará o “temido” Concreto Armado mais acessível a todos, permitindo que o leitor envolva-se com a fantástica e singular capacidade da Engenharia de Estruturas de transferir conhecimentos e informações sobre materiais, concepção estrutural, dimensionamento e detalhamento de peças, antecipando comportamentos e proporcionando economia e segurança às estruturas civis.

Este livro não tem a pretensão de esgotar o vasto e complexo campo do Concreto Armado, nem de constituir um estado da arte sobre assunto tão amplo. Ao escrevê-lo, fomos movidos por duas metas básicas: propiciar uma objetiva literatura técnica brasileira sobre o Concreto Armado aos alunos e colegas de trabalho (engenheiros e arquitetos) e orientar os profissionais de cálculo estrutural sobre a melhor forma de aplicar os conhecimentos de Engenharia de Estruturas em prol de projetos de engenharia mais seguros e econômicos.

Dessa forma, o livro representa uma modesta contribuição brasileira no sentido de aprimorar cada vez mais os conceitos relacionados ao Concreto Armado e suas aplicações em análise e concepção estrutural.

Desejamos um bom proveito a todos os leitores, professores, estudantes e profissionais, pois são vocês, em última análise, que farão, com certeza, a melhor avaliação do resultado alcançado.

Por se tratar de um livro-texto introdutório de Concreto Armado, utilizamos a seguinte sistemática: a primeira parte do livro apresenta um resumo dos conceitos teóricos básicos fundamentais para o entendimento do assunto e, na sequência, um conjunto de exercícios resolvidos com a aplicação da teoria apresentada.

Enfim, a melhor satisfação para quem traça planos é ver seus projetos realizados. Este livro é a realização de um antigo projeto que se concretiza.

Os autores se colocam à disposição para a solução de problemas particulares de concreto armado, disponibilizando suas experiências como engenheiros calculistas adquiridas em mais de uma centena de projetos de engenharia em todo o Brasil e América Latina.

SUMÁRIO

<i>Parte 1. Teoria</i>	11
1 MATERIAIS	13
1.1 Histórico do concreto armado no mundo	13
1.2 Concreto armado no Brasil	15
1.3 Termos e definições	17
1.4 Concreto armado	18
1.5 Durabilidade das estruturas de concreto	23
1.6 Ações	25
1.7 Resistências	27
2 FLEXÃO NORMAL SIMPLES	33
2.1 Solicitações normais	33
2.2 Seção retangular	38
2.3 Seção T ou L	40
2.4 Prescrições da NBR 6118 quanto às armaduras das vigas	41
3 CISALHAMENTO E FISSURAÇÃO	45
3.1 Cisalhamento	45
3.2 Controle de fissuração em vigas	49
4 VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA E ANCORAGEM	55
4.1 Cálculo da resistência de aderência	55
4.2 Ancoragem das armaduras	57
4.3 Ancoragem por aderência	59
4.4 Ancoragem por dispositivos mecânicos	61
4.5 Ancoragem nos apoios	61
4.6 Emendas	64
5 LAJES	67
5.1 Lajes maciças	67
5.2 Lajes nervuradas	89
6 PILARES	93
6.1 Armaduras para pilares de concreto armado	94
6.2 Armaduras longitudinais	94
6.3 Armaduras transversais (estribos)	95
6.4 Índice de esbeltez	96
6.5 Flambagem	97
6.6 Imperfeições geométricas	97
6.7 Efeitos de 2ª ordem	99
6.8 Cálculo dos pilares	101

7	FUNDAÇÕES	105
7.1	Fundações superficiais	105
7.2	Fundações profundas	106
7.3	Dimensionamento das sapatas	107
7.4	Dimensionamento dos tubulões	109
7.5	Dimensionamento das estacas	111
 <i>Parte 2. Caso prático: projeto de um edifício em concreto armado</i>		 115
8	APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO	117
8.1	Plantas e cortes do pavimento-tipo	117
9	LAJES	121
9.1	Laje 1 (L1)	121
9.2	Laje 2 (L2)	124
9.3	Laje 3 (L3)	127
9.4	Laje 4 (L4)	129
9.5	Laje 5 (L5)	132
9.6	Reações de apoio do apartamento-tipo	135
9.7	Momentos fletores do apartamento-tipo	135
9.8	Cálculo das armaduras negativas das lajes	137
9.9	Cálculo das armaduras positivas das lajes	141
10	VIGAS	147
10.1	Estimativas das seções dos pilares por áreas de influência	147
10.2	Viga 1 – 20/50	148
10.3	Cálculo das vigas	165
11	PILARES	173
11.1	Seções estimadas dos pilares	174
11.2	Cálculo dos pilares	175
12	FUNDAÇÕES	181
 <i>Anexo. Tabelas</i>		 185
 <i>Anexo. Formulários</i>		 199
 <i>Referências bibliográficas</i>		 207

Parte 1

TEORIA

capítulo 1

MATERIAIS

1.1 Histórico do concreto armado no mundo

O concreto armado é o material construtivo de maior utilização em todo o mundo, destacando-se pelo seu ótimo desempenho, facilidade de execução e economia. Seu emprego é relativamente recente e sua primeira aplicação foi em um ramo fora da construção civil.

O concreto possui, em seu interior, barras de aço para melhorar o seu comportamento. Isso acontece porque ele apresenta uma certa deficiência quanto à resistência aos esforços de tração — característica presente nos diversos elementos estruturais feitos desse material.

O homem, com o passar do tempo, começou a abandonar suas moradias em árvores e cavernas e a buscar materiais como madeira e pedra para construção de novas moradias. Por meio da associação com argila, cal e outros ligantes, egípcios e romanos, entre outros povos, começaram a construir suas pirâmides e templos.

Na Fig. 1.1, tem-se uma linha do tempo com datas importantes relacionadas ao concreto.

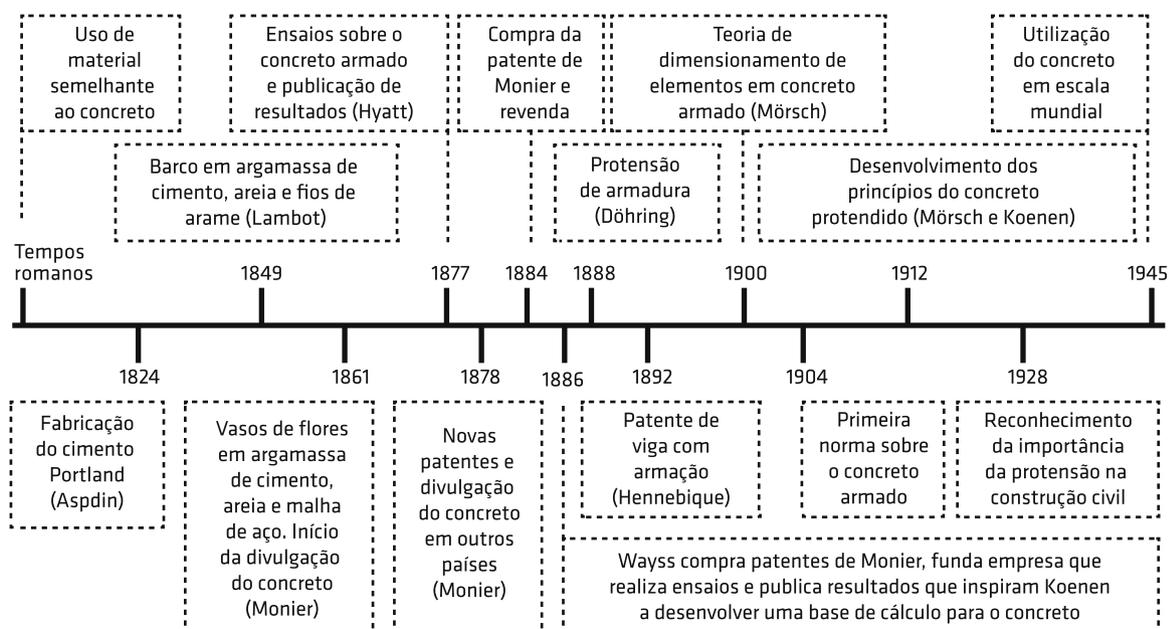


Fig. 1.1 Evolução do concreto

- *Estado-limite último (ELU)*: estado-limite que se relaciona ao colapso ou qualquer forma de ruína da estrutura, levando à necessidade de paralisação do seu uso devido à falta de segurança.
- *Estado-limite de serviço (ELS)*: estado-limite relacionado à durabilidade, aparência, bom desempenho da estrutura e conforto do usuário. Pode ocorrer devido a deformações e deslocamentos excessivos no uso normal, vibrações ou fissurações excessivas. Entre os estados-limite de serviço, têm-se: ELS-F (estado-limite de formação de fissuras), ELS-W (estado-limite de abertura das fissuras), ELS-D (estado-limite de descompressão), ELS-DP (estado-limite de descompressão parcial), ELS-DEF (estado-limite de deformações excessivas), ELS-CE (estado-limite de compressão excessiva), ELS-VE (estado-limite de vibrações excessivas).

1.4 Concreto armado

O concreto é um material utilizado na construção civil composto por agregados graúdos (pedras britadas, seixos rolados), agregados miúdos (areia natural ou artificial), aglomerantes (cimento), água, adições minerais e aditivos (aceleradores, retardadores, fibras, corantes).

Devido ao fato de o concreto apresentar boa resistência à compressão, mas não à tração, a utilização do concreto simples se mostra muito limitada. Quando se faz necessária a resistência aos esforços de compressão e tração, associa-se o concreto a materiais que apresentem alta resistência à tração, resultando no concreto armado (concreto e armadura passiva) ou protendido (concreto e armadura ativa).

Entre as vantagens do concreto armado, estão: economia, facilidade de execução e adaptação a qualquer tipo de forma (o que proporciona liberdade arquitetônica), excelente solução para se obter uma estrutura monolítica e hiperestática (maiores reservas de segurança), resistência a efeitos atmosféricos, térmicos e ainda a desgastes mecânicos, manutenção e conservação praticamente nulas e grande durabilidade.

Como desvantagens, tem-se: peso próprio elevado (da ordem de 2,5 t/m³), baixo grau de proteção térmica e isolamento acústico e fissuração da região tracionada, podendo esta, no entanto, ser controlada por meio da utilização de armadura de tração.

1.4.1 Concreto

A seguir, podem-se conferir as classificações e os dados sobre o concreto armado apresentados no item 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Massa específica (ρ_c)

A norma se aplica aos concretos de massa específica normal, ou seja, quando secos em estufa apresentam massa específica entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³. Quando a massa específica não for conhecida, adota-se, para cálculo, 2.400 kg/m³ para o concreto simples e 2.500 kg/m³ para o concreto armado.

Módulo de elasticidade (E_{ci}) e módulo de deformação secante (E_{cs})

O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido por ensaio estipulado na NBR 8522 (ABNT, 2008c), sendo considerado um módulo de deformação tangente inicial obtido aos 28 dias de idade. O valor desse módulo também pode ser estimado pelas Eqs. 1.1 e 1.2:

A Fig. 1.10 mostra a relação entre ϕ_n e ϕ_f .

A Tab. 1.6, retirada do item 7.4.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), relaciona o cobrimento nominal à classe de agressividade ambiental.

Tab. 1.6 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental (CAA) e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	CAA (Quadro 1.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30	40	50	
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos, como carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas condições apresentadas para o cobrimento nominal, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: adaptado de ABNT (2014).

Relacionada ao cobrimento nominal, está a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto, estipulada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), item 7.4.7.6, por meio da Eq. 1.18:

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2c_{nom} \quad (1.18)$$

sendo:

$d_{m\acute{a}x}$ = dimensão máxima característica do agregado graúdo;

c_{nom} = cobrimento nominal.

A classe de agressividade ambiental relaciona-se, ainda, à qualidade do concreto, estabelecendo parâmetros mínimos a serem atendidos (item 7.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014)), conforme mostra a Tab. 1.7.

1.6 Ações

Para realização da análise estrutural, deve-se levar em consideração as ações que possam alterar a segurança da estrutura, as quais são classificadas de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004) em: permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes referem-se a valores constantes em praticamente toda a vida útil da estrutura, subclassificando-se em diretas, que se tratam do peso próprio da estrutura, seus

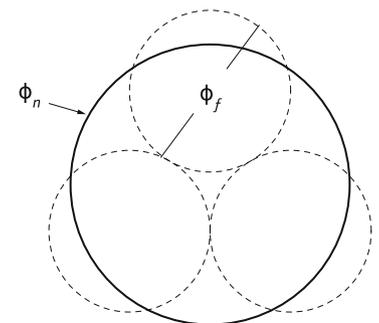


Fig. 1.10 Diâmetro equivalente

FLEXÃO NORMAL SIMPLES

Um edifício compõe-se de elementos estruturais dimensionados, de modo a suportar as solicitações às quais são submetidos, e também de elementos não estruturais, que não apresentam capacidade resistente considerável.

Entre os elementos estruturais, têm-se: as lajes, as vigas e os pilares. As lajes são definidas como elementos estruturais bidimensionais, que apresentam espessura bem menor que as outras duas dimensões. Elas são responsáveis por transmitir a carga normal da edificação às vigas, que a transmitem aos pilares, e estes às fundações. As vigas e os pilares são elementos lineares ou de barras, sendo as vigas dimensionadas para suportar esforços como momentos fletores, cortantes e momentos devido à torção, e os pilares calculados para suportar esforços de flexocompressão ou compressão centrada.

2.1 Solicitações normais

Em condições normais, o esforço solicitante preponderante para dimensionamento de lajes e vigas é o momento fletor M . Quando este atua em um plano que contém um dos eixos principais da seção transversal, ocorre a flexão normal. Se, além da atuação do momento, houver uma força normal N , ocorre a flexão normal composta, e, se essa força não existir, diz-se que há flexão normal simples.

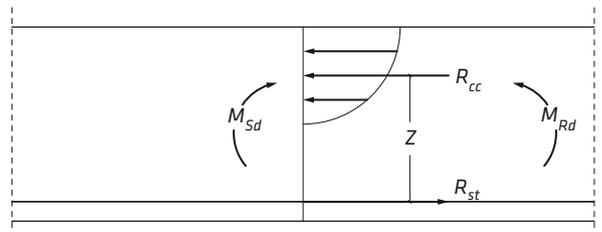
O objetivo do dimensionamento, da verificação e do detalhamento, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é garantir a segurança em relação aos estados-limite último (ELU) e de serviço (ELS) da estrutura como um todo e em cada uma de suas partes. Os esforços resistentes desenvolvidos pela seção devem equilibrar os esforços solicitantes de cálculo, satisfazendo a condição expressa na Eq. 2.1:

$$S_d \leq R_d \quad (2.1)$$

em que:

S_d = solicitação externa de cálculo;

R_d = resistência interna de cálculo.



A Fig. 2.1 ilustra esforços em uma seção transversal. **Fig. 2.1** Esforços na seção transversal

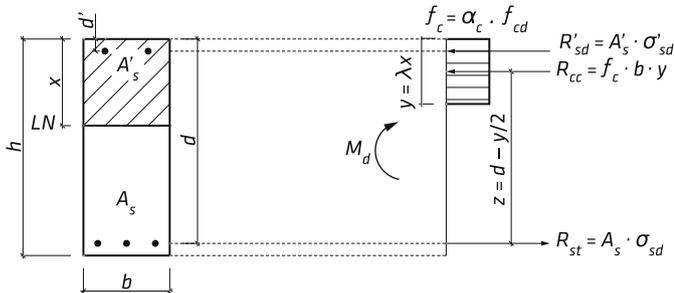


Fig. 2.7 Diagrama para seção retangular

2.2 Seção retangular

De acordo com Tepedino (1980), para estudo das tensões no concreto em uma seção retangular, nos casos dos domínios 2 e 3, pode-se adotar o diagrama retangular, representado na Fig. 2.7.

Na Fig. 2.7, tem-se:

h = altura da seção retangular;

b = base da seção retangular;

LN = linha neutra;

x = profundidade da linha neutra para o diagrama parábola-retângulo;

y = profundidade da linha neutra para o diagrama retangular;

λ = parâmetro de redução obtido pelas Eqs. 2.5 e 2.6;

d = altura útil da seção transversal;

d' = profundidade da armadura A'_s ;

M_d = momento externo solicitante de cálculo;

R'_{sd} = resultante de compressão na armadura A'_s ;

R_{cc} = resultante de compressão no concreto;

R_{st} = resultante de tração na armadura (aço);

z = distância entre as resultantes R_{cc} e R_{st} ;

f_c = resistência final de cálculo do concreto obtido pela Eq. 1.27.

Para obtenção da área de aço necessária para a armadura, utiliza-se a Eq. 2.8:

$$A_s \geq A_{s1} + A_{s2} \quad (2.8)$$

em que:

A_s = armadura tracionada;

A_{s1} e A_{s2} = parcelas para cálculo de A_s , calculadas pelas Eqs. 2.9 e 2.10:

$$A_{s1} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - 2K'} \right) \quad (2.9)$$

$$A_{s2} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{K - K'}{1 - (d'/d)} \quad (2.10)$$

em que:

f_c = resistência final de cálculo do concreto;

b = base da seção retangular;

d = altura útil da seção retangular;

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo;

K e K' = parâmetros adimensionais que medem as intensidades dos momentos fletores externo e interno, respectivamente.

A altura útil da seção retangular (d) é obtida pela Eq. 2.11:

$$d = h - d' \quad (2.11)$$

em que h é a altura da seção retangular e d' é dado pela Eq. 2.12:

$$d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_L}{2} \quad (2.12)$$

em que:

W_0 = módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, em relação à fibra mais tracionada;

$f_{ctk, sup}$ = resistência característica superior do concreto à tração (ver Eq. 1.14).

Para estabelecimento da área mínima de aço da seção, devem ser respeitadas as taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas estipuladas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme mostram as Tabs. 2.3 e 2.4.

Tab. 2.3 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com $f_{ck} \leq 50$ MPa

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

^aOs valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50; $d/h = 0,8$; $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.
Fonte: adaptado de ABNT (2014).

Tab. 2.4 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com $f_{ck} > 50$ MPa

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %							
	C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
Retangular	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^aOs valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50; $d/h = 0,8$; $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.
Fonte: adaptado de ABNT (2014).

Para cálculo da armadura mínima, tem-se a Eq. 2.24:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c \quad (2.24)$$

Quanto ao espaçamento, seguem-se as seguintes determinações estipuladas pela norma no item 18.3.2.2:

- para espaçamento na direção horizontal (a_h):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra}, \phi_{feixe}, \phi_{luva} \\ 1,2d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (2.25)$$

em que:

$d_{m\acute{a}x}$ = dimensão máxima característica do agregado graúdo;

ϕ_{feixe} obtido pela Eq. 1.17.

- para espaçamento na direção vertical (a_v):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra}, \phi_{feixe}, \phi_{luva} \\ 0,5d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (2.26)$$

CISALHAMENTO E FISSURAÇÃO

3.1 Cisalhamento

As forças de tração ocasionam o surgimento de fissuras, as quais são perpendiculares aos esforços. No concreto armado, a fissuração mostra-se inevitável, já que esse material não apresenta muita resistência à tração.

No terço médio do vão, as fissuras são praticamente verticais e apresentam aberturas maiores na parte inferior do elemento, já que nessa região há maior tração nas fibras.

Essas fissuras, quando verticais, ocorrem devido a esforços de flexão, sendo localizadas na região onde há o maior momento e estendendo-se até a linha neutra. Já quando inclinadas, são causadas por força de cisalhamento.

A tensão de cisalhamento pode ser definida pela Eq. 3.1.

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{b_w \cdot I} \quad (3.1)$$

em que:

τ = tensão de cisalhamento;

V = força cortante que atua na seção transversal;

Q = momento estático de uma área ($y \cdot A$);

I = momento de inércia da seção;

b_w = largura da alma da viga.

Ritter e Mörsch, no início do século XX, criaram um modelo de treliça para fazer analogia entre esta e uma viga fissurada, como mostra a Fig. 3.1. Mörsch afirmava que uma viga de seção retangular biapoiada (Fig. 3.2), após fissuração, comportava-se de maneira similar a uma treliça.

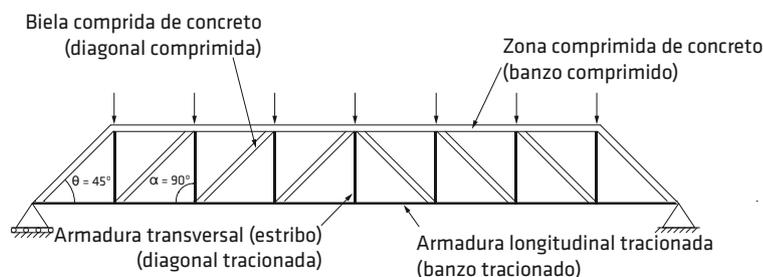


Fig. 3.1 Analogia de Ritter-Mörsch

Quadro 3.1 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições a seguir: ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições a seguir: ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm.

Notas:

Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: adaptado de ABNT (2014).

em que:

ϕ_i = diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

η_1 = coeficiente de aderência, obtido na Tab. 1.5;

σ_{si} = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração, obtida pelas Eqs. 1.11 e 1.12;

ρ_{ri} = taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}).

Para seções que possuam mais de duas barras por camada, resultando em barras nas extremidades e centrais e, provavelmente, diferentes valores para ρ_{ri} , deve-se utilizar a Eq. 3.16 considerando-se os dois valores de taxa e adotando-se, por fim, a favor da segurança, o maior valor para w_k (barra com menor taxa ρ_{ri}). Após esse cálculo, chega-se ao w_k por meio da Eq. 3.15 e comparam-se os dois resultados, sendo adotado como valor final o menor deles.

A tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada (σ_{si}) calculada no estágio II, segundo Tepedino (1980), pode ser obtida, simplificada, pela Eq. 3.17:

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{\gamma_f} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.17)$$

em que:

f_{yd} = resistência de escoamento de cálculo, obtida pela Eq. 1.30;

$A_{s,calc}$ = armadura de tração calculada;

VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA E ANCORAGEM

Um dos principais fatores determinantes do bom funcionamento de elementos em concreto armado é a eficiência da ligação aço-concreto. Essa ligação é garantida pela existência de aderência entre esses dois materiais. Pode-se definir como aderência o mecanismo de transferência de tensões presentes na interface entre a barra de aço e o concreto envolvente. É uma propriedade que impede o escorregamento da barra em relação ao concreto do entorno. Qualitativamente, pode-se dividir a aderência em três tipos: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica, conforme mostra a Fig. 4.1.

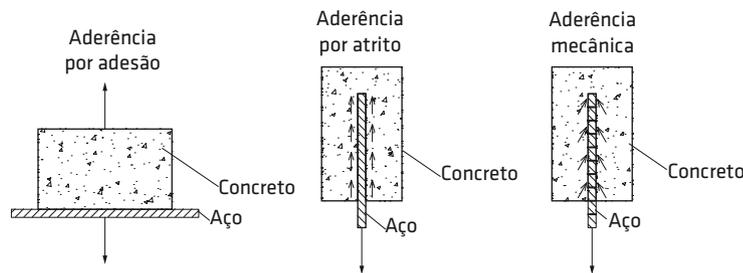


Fig. 4.1 Tipos de aderência aço-concreto

A aderência por adesão ocorre devido às ligações físico-químicas que acontecem na interface aço-concreto durante as reações de pega do cimento. A aderência por atrito é verificada devido à ação das forças de atrito existentes entre os dois materiais que dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto. Já a aderência mecânica pode ser observada em consequência da existência de entalhes e nervuras nas barras de aço ou irregularidades presentes nas barras lisas.

4.1 Cálculo da resistência de aderência

A resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) entre armadura passiva e concreto pode ser obtida por meio da Eq. 4.1:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (4.1)$$

em que:

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;

η_1 = coeficiente de aderência que depende da conformação superficial da barra de aço (ver Tab. 1.5);

Considerando-se o aço CA-50 (superfície nervurada $\rightarrow \eta_1 = 2,25$), a situação de boa aderência ($\eta_2 = 1,0$), $\phi < 32$ mm ($\eta_3 = 1,0$) e $\gamma_c = 1,4$, tem-se para resistência de aderência de cálculo da armadura passiva (f_{bd}) dos concretos as Eqs. 4.5 e 4.6, a depender da classe:

- para concretos de classes até C50:

$$f_{bd} = 0,3375 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (4.5)$$

- para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{bd} = 2,385 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (4.6)$$

em que f_{ck} e f_{bd} são expressos em MPa.

Utilizando-se as Eqs. 4.5 e 4.6, pode-se tabular os valores para a resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) dos concretos, conforme se pode ver nas Tabs. 4.1 e 4.2.

Tab. 4.1 Resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) dos concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa (kN/cm²)

C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,249	0,289	0,326	0,361	0,395	0,427	0,458

Tab. 4.2 Resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) dos concretos com $f_{ck} > 50$ MPa (kN/cm²)

C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
0,466	0,484	0,500	0,516	0,531	0,544	0,557	0,570

4.2 Ancoragem das armaduras

Mostra-se necessária a ancoragem das barras das armaduras para que os esforços que estejam solicitando as barras possam ser completamente transmitidos ao concreto. As ancoragens das armaduras, segundo o item 9.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), podem ser de três tipos: por aderência, por meio de dispositivos mecânicos, ou pela combinação dos dois.

4.2.1 Comprimento de ancoragem básico

O comprimento de ancoragem básico (l_b) refere-se ao comprimento reto de uma barra de armadura passiva que realiza ancoragem de uma força-limite na barra (F_d), sendo considerada uma tensão de aderência igual a f_{bd} ao longo do comprimento dessa armadura (Fig. 4.4).

Para cálculo da força F_d , tem-se a Eq. 4.7:

$$F_d = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.7)$$

em que:

A_s = área de aço da seção;

f_{yd} = valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

4.3.2 Ancoragem por ganchos

A ancoragem por ganchos é um tipo de ancoragem por aderência utilizado em barras lisas com o intuito de impedir o escorregamento destas, não sendo recomendado para barras de diâmetro superior a 32 mm ou para feixes de barras.

Entre os tipos de ganchos utilizados nas extremidades das barras, têm-se, de acordo com o item 9.4.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

- semicirculares, apresentando ponta reta de comprimento de pelo menos 2ϕ (utilizado para barras lisas), conforme mostra a Fig. 4.6A;
- em ângulo de 45° (interno), apresentando ponta reta de comprimento de pelo menos 4ϕ , conforme mostra a Fig. 4.6B;
- em ângulo reto, apresentando ponta reta de comprimento de pelo menos 8ϕ , como se pode ver na Fig. 4.6C.

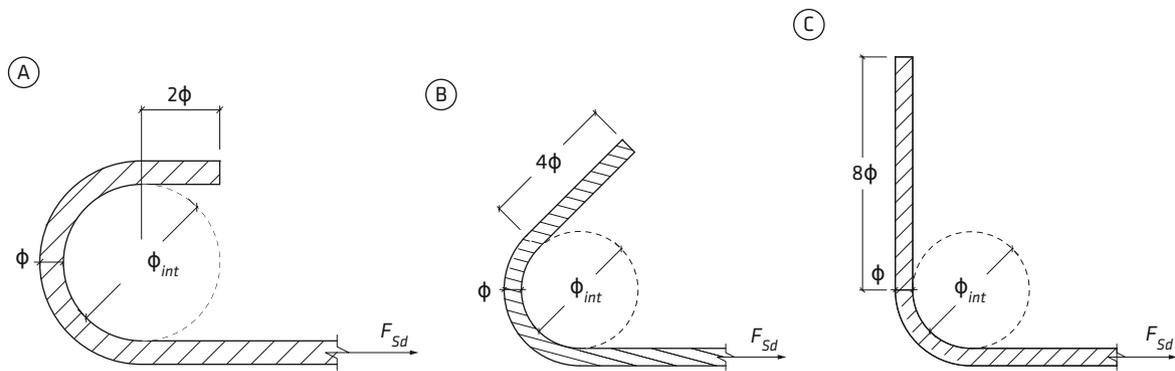


Fig. 4.6 (A) Gancho semicircular; (B) em ângulo de 45° ; e (C) em ângulo reto

Na Tab. 4.4, estão relacionados os valores mínimos para diâmetro interno de curvatura dos ganchos (ϕ_{int}) de acordo com a norma (ABNT, 2014).

Tab. 4.4 Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4ϕ	5ϕ	6ϕ
≥ 20	5ϕ	8ϕ	-

Fonte: ABNT (2014).

4.3.3 Ancoragem dos estribos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 9.4.6, os estribos devem ser ancorados por ganchos ou barras longitudinais soldadas. Os ganchos utilizados para esse tipo de ancoragem podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), apresentando ponta reta de comprimento de $5\phi_t$ e de pelo menos 5 cm, como o mostrado na Fig. 4.7 (A,B);
- em ângulo reto, apresentando ponta reta de comprimento maior ou igual a $10\phi_t$ e de pelo menos 7 cm, conforme mostra a Fig. 4.7C. Não deve ser utilizado em barras e fios lisos.

capítulo 5

LAJES

5.1 Lajes maciças

As placas são elementos bidimensionais, ou seja, cuja espessura é bem menor que as outras duas dimensões (comprimento e largura). Quando feitas de concreto, essas placas são denominadas lajes. As cargas recebidas pelas lajes atuam em direção perpendicular ao seu plano.

As lajes são elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas que nelas chegam às vigas, que as transferirão aos pilares, que, por sua vez, as conduzirão às fundações.

Elas podem ser calculadas como placas em regime elástico, o qual se mostra adequado para lajes submetidas a cargas de serviço (verificação dos estados-limite de serviço), ou regime rígido-plástico, ideal para observação do comportamento da laje à ruptura (verificação dos estados-limite últimos). Usualmente, para dimensionamento dos esforços solicitantes das lajes, estas são consideradas como placas em regime elástico.

Embora a Engenharia de Estruturas seja considerada uma das engenharias mais “exatas” entre as demais subáreas da Engenharia Civil, ela ainda tem muito a avançar em termos de dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais, principalmente no que se refere ao concreto armado, material anisotrópico e heterogêneo que possui comportamento não semelhante a elementos “perfeitos” que respeitam fielmente às premissas da Teoria da Elasticidade clássica. Nessa categoria, os perfis metálicos se encaixariam melhor nas hipóteses básicas da mecânica dos sólidos.

A expressão “cálculo exato” não existe no vocabulário de engenheiros civis calculistas ou mesmo de professores experientes; tem-se, portanto, dentro de uma série de premissas simplificadoras, um cálculo “rigoroso”.

Atualmente, há uma série de programas comerciais que definem as reações de apoio e momentos solicitantes em um determinado elemento estrutural com razoável precisão, mas nunca com exatidão perfeita.

Neste item, serão abordados o dimensionamento e o detalhamento das lajes. O cálculo de lajes armadas em uma única direção respeita fielmente o comportamento de vigas com espessura de 100 cm, portanto, o dimensionamento de elementos com $b/a < 0,5$ ou $b/a > 2$ é relativamente de fácil compreensão. Já o cálculo de lajes armadas em duas direções ($0,5 \leq b/a \leq 2$) não se mostra tão simples. A magnitude dos momentos M_x e M_y está condicionada à relação entre os vãos a e b e essa relação não é de fácil mensuração analítica.

5.1.6 Verificação do estádio

Para que seja possível calcular a flecha da laje, mostra-se necessário saber qual o estágio de cálculo da seção crítica. Um elemento estrutural pode trabalhar nos estádios I ou II. O estágio I refere-se ao concreto não fissurado, nele o concreto trabalha à tração e, ainda, à compressão. Já o estágio II está relacionado ao concreto fissurado, ou seja, o concreto trabalha à compressão no regime elástico e a tração é desprezada. Para saber se o elemento encontra-se no estágio I ou II, compara-se o momento de serviço (M_{serv}) com o momento de fissuração (M_r), classificando-o da seguinte forma:

$$\begin{cases} M_{serv} < M_r \rightarrow \text{Estádio I} \\ M_{serv} > M_r \rightarrow \text{Estádio II} \end{cases} \quad (5.24)$$

Para cálculo do momento de serviço, considera-se o momento gerado pelas cargas permanentes e acidentais, o qual é obtido pela Eq. 5.25:

$$M_{serv} = M_g + \psi_2 \cdot M_q \quad (5.25)$$

em que:

M_g = momento total das cargas permanentes;

M_q = momento total das cargas acidentais;

ψ_2 = coeficiente de minoração do momento (Tab. 1.9).

Quando não há informações que permitam o cálculo preciso dos momentos provocados pela sobrecarga e pela carga permanente, utiliza-se a proporção:

M_g = momento total das cargas permanentes = 80% $M_{m\acute{a}x}$;

M_q = momento total das cargas acidentais = 20% $M_{m\acute{a}x}$.

Por analogia à Eq. 5.25, Rabelo (2003) sugere a Eq. 5.26 para cálculo do momento de serviço:

$$M_{serv} = \frac{\rho_i \cdot l^2}{m_l} \quad (5.26)$$

em que:

ρ_i = carga imediata de serviço;

l = vão da laje armada em uma direção ou vão a da laje armada em duas direções (vão com o maior número de engastes da laje; caso o número de engastes seja igual para as duas direções, adota-se a como o menor dos vãos);

m_l = para laje armada em duas direções, o valor de m_l é obtido pela Tab. A2 ou A3. Para lajes armadas em uma direção, tem-se, de acordo com o tipo:

$$\begin{cases} \text{- apoiada-apoiada: regime elástico e rígido-plástico} \rightarrow m_l = 8 \\ \text{- apoiada-engastada} \begin{cases} \text{regime elástico} \rightarrow m_l = 14,22 \\ \text{regime rígido-plástico} \rightarrow m_l = 13,33 \end{cases} \\ \text{- engastada-engastada} \begin{cases} \text{regime elástico} \rightarrow m_l = 24 \\ \text{regime rígido-plástico} \rightarrow m_l = 20 \end{cases} \end{cases} \quad (5.27)$$

Detalhamento das lajes em balanço

Para lajes em balanço com continuidade (conforme mostra a Fig. 5.20), as armaduras são posicionadas de modo a respeitar o cobrimento mínimo da laje em balanço em relação à borda livre e estendem-se pela laje contígua. Para comprimento reto dessas barras, tem-se:

$$C_{reto} \geq 2l \quad (5.77)$$

sendo l o vão efetivo da laje em balanço (vão entre eixos dos apoios).

Para a laje do exemplo da Fig. 5.20, tem-se:

$$\text{barra N1} \left\{ \begin{array}{l} l \rightarrow 210 \text{ cm} \\ h \rightarrow 10 \text{ cm} \\ C_{nom} \rightarrow 3 \text{ cm} \\ C_{reto} = 2 \times 210 = 420 \text{ cm} \\ C_{dobra} = 10 - 3 = 7 \text{ cm} \\ C = 420 + 2 \times 7 = 434 \text{ cm} \\ n = \left(\frac{460}{20} \right) - 1 = 22 \text{ barras} \end{array} \right. \quad (5.78)$$

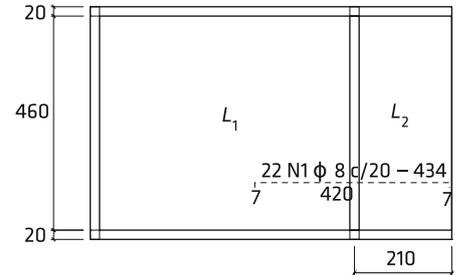


Fig. 5.20 Exemplo de armadura negativa para lajes em balanço com continuidade

Cálculo da flecha

O cálculo da flecha imediata (f_i) de lajes em balanço (representada pela Fig. 5.21) pode ser realizado pela Eq. 5.79:

$$f_i = f_1 + f_2 + f_3 \quad (5.79)$$

em que:

f_1 = parcela 1 da flecha imediata devido ao carregamento distribuído;

f_2 = parcela 2 da flecha imediata devido à carga concentrada;

f_3 = parcela 3 da flecha imediata devido ao momento no balanço.

Para as parcelas, têm-se as seguintes equações:

$$f_1 = \frac{\rho_i \cdot l^4}{8E_{CS} \cdot I} \quad (5.80)$$

em que:

ρ_i = carga imediata de serviço (Eq. 5.28);

l = vão da laje em balanço;

E_{CS} = módulo de elasticidade secante do concreto (Eq. 1.3);

I = momento de inércia da seção.

$$f_2 = \frac{P_i \cdot l^3}{3E_{CS} \cdot I} \quad (5.81)$$

em que:

P_i = carga imediata concentrada, dada pela Eq. 5.82:

$$P_i = G + \psi_2 \cdot Q \quad (5.82)$$

em que:

G = cargas concentradas permanentes;

Q = cargas concentradas acidentais;

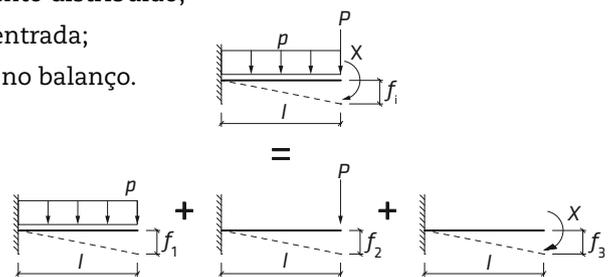


Fig. 5.21 Flecha imediata de uma laje em balanço

capítulo 6

PILARES

Segundo o item 14.4.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.84), definem-se pilares como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

São também denominados elementos reticulares, unidirecionais ou unidimensionais, em geral prismáticos, cilíndricos ou não prismáticos, em que uma das dimensões (comprimento) prepondera sobre as outras duas (largura e altura).

Em função dos esforços internos atuantes, os pilares podem estar solicitados por compressão normal centrada, flexão normal composta (flexocompressão) ou flexão oblíqua composta.

Podem assumir várias formas de seção transversal, sendo as mais comuns e usuais a seção quadrada, a retangular, a circular, a octogonal, a elíptica ou a associação das seções anteriores.

De acordo com o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal de pilares e pilares parede maciços (Fig. 6.1), qualquer que seja a forma, não pode ser inferior a 360 cm² ou possuir dimensão menor que 19 cm. Ainda segundo a norma, em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que os esforços solicitantes sejam majorados de acordo com coeficientes apresentados na Tab. 6.1.

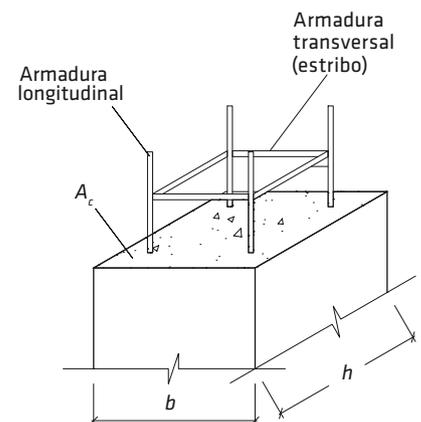


Fig. 6.1 Seção transversal de um pilar em que: b = menor dimensão da seção transversal do pilar; h = maior dimensão da seção transversal do pilar; A_c = área da seção transversal de concreto

Tab. 6.1 Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares parede

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

em que:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

Nota: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando do seu dimensionamento.

Fonte: ABNT (2014).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o dimensionamento estrutural dos pilares pode ser feito por três métodos:

- i] método geral;

6.4 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez de peças comprimidas como os pilares (representados na Fig. 6.4) é uma propriedade que relaciona o comprimento de flambagem da peça e o raio de giração da sua seção transversal, podendo ser definido pela Eq. 6.9:

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} \quad \text{ou} \quad \lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_x} \quad (6.9)$$

em que:

λ = índice de esbeltez da peça em relação ao eixo x ou y ;

l_e = comprimento equivalente do elemento comprimido (pilar) nas direções x ou y ;

i = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x ou y .

Para raio de giração, tem-se a Eq. 6.10:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{seção}}}} \quad \text{ou} \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{\text{seção}}}} \quad (6.10)$$

em que:

I = momento de inércia em x ou y ;

$A_{\text{seção}}$ = área da seção transversal do pilar.

Para seções transversais retangulares, têm-se as Eqs. 6.11 e 6.12:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{\text{seção}}}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{b \cdot h}} \rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (6.11)$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\frac{h}{\sqrt{12}}} \rightarrow \lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{h} \quad (6.12)$$

O comprimento equivalente l_e , segundo o item 15.6 da NBR 6118, deve ser o menor dos seguintes valores obtidos:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (6.13)$$

em que:

l_0 = distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

h = altura da seção transversal do pilar (maior dimensão da seção transversal);

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar (ou trecho dele) está vinculado.

De acordo com o item 15.8.1 da norma, os pilares devem possuir índice de esbeltez de valor máximo igual a 200. Apenas em caso de elementos com força normal inferior a $0,10f_{cd} \cdot A_c$, aceita-se índice de esbeltez superior a 200. Podem-se classificar os pilares de acordo com o índice de esbeltez como:

- pilares curtos: $\lambda \leq 35$;
- pilares medianamente esbeltos: $35 < \lambda \leq 90$;
- pilares esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- pilares muito esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$.

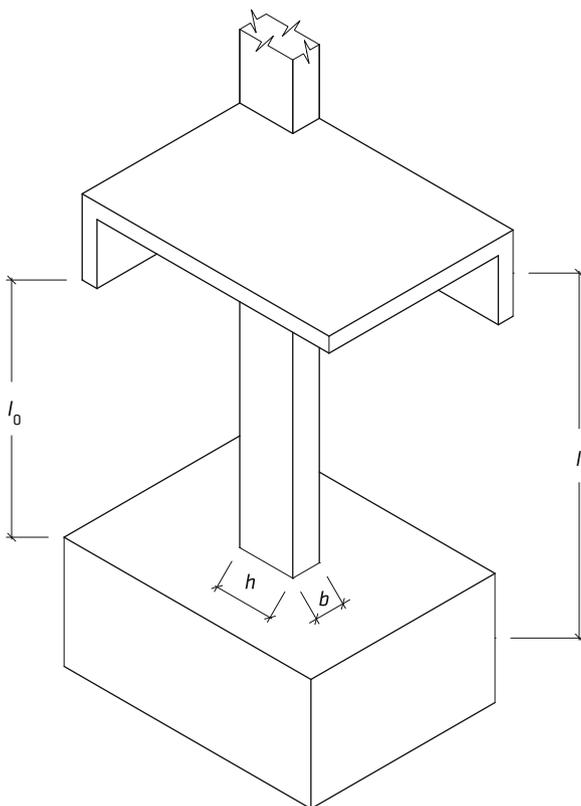


Fig. 6.4 Pilar

em que:

α_b = definido no item 6.7.1;

$M_{1d,A}$ = valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A , com $M_{1d,A} \geq M_{1d,\min}$;

N_d = força normal solicitante de cálculo;

e_2 = excentricidade de 2ª ordem.

Quando $90 < \lambda \leq 200$, classifica-se o pilar como esbelto, sendo necessário realizar o cálculo por um processo rigoroso.

6.8 Cálculo dos pilares

Para cálculo dos pilares, deve-se realizar uma classificação quanto à sua posição em planta, o que leva, conseqüentemente, a distintos esforços solicitantes, possibilitando diferentes situações de projeto e de cálculo para cada uma das categorias.

São três as classificações possíveis quanto à posição: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto.

6.8.1 Pilar intermediário

Os pilares intermediários (Fig. 6.8) encontram-se submetidos às forças axiais de compressão. Para projeto, considera-se que o pilar intermediário é solicitado por compressão normal centrada, ou seja, a excentricidade inicial é igual a zero.

Apesar de a força normal atuar no centroide da seção transversal, a NBR 6118 (ABNT, 2014) solicita uma verificação na seção por meio da equação:

$$M_{d,\text{total}} = M_{1d,\min} + N_d \cdot e_2 \quad (6.25)$$

em que:

$M_{1d,\min}$ = momento mínimo de 1ª ordem (Eq. 6.14);

N_d = força normal solicitante de cálculo;

e_2 = excentricidade de 2ª ordem (Eq. 6.21).

Para excentricidade total em cada direção, tem-se:

- quando $\lambda_{1x} \leq \lambda_x \leq 90$:

$$e_x = (0,015 + 0,03h_x) + e_{2x} \quad (6.26)$$

- quando $\lambda_{1y} \leq \lambda_y \leq 90$:

$$e_y = (0,015 + 0,03h_y) + e_{2y} \quad (6.27)$$

em que h_x e h_y são alturas da seção transversal na direção considerada, em metros.

6.8.2 Pilar de extremidade

Os pilares de extremidade ou de borda (Fig. 6.9) localizam-se nas bordas dos edifícios e encontram-se submetidos às forças normais de compressão e às ações dos momentos

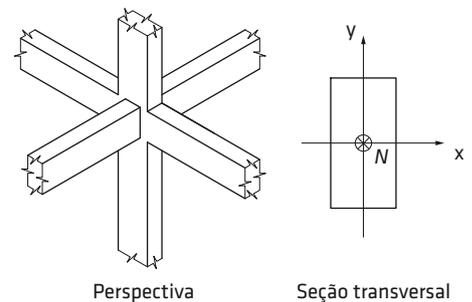


Fig. 6.8 Pilar intermediário

capítulo 7

FUNDAÇÕES

A fundação é um elemento estrutural responsável por transmitir a carga da estrutura ao solo. Para escolha do tipo mais adequado, devem-se levar em conta as condições do solo e as cargas atuantes na fundação a ser executada, com o objetivo de transmitir as cargas ao solo sem ocasionar a ruptura deste.

Entre os tipos de fundações, têm-se: as superficiais, também chamadas diretas ou rasas, que são utilizadas quando as camadas de solo imediatamente abaixo da fundação têm a capacidade de suportar as cargas, e as profundas, também conhecidas como indiretas, empregadas quando as camadas mais resistentes encontram-se a uma certa profundidade, sendo a fundação apoiada nelas.

O cálculo dos elementos de fundações baseia-se na NBR 6122 (ABNT, 2010), denominada Projeto e execução de fundações – procedimento, sendo alguns dos cálculos desses elementos demonstrados neste capítulo.

7.1 Fundações superficiais

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), nas fundações superficiais, as cargas são transmitidas ao solo, predominantemente, pelas tensões sob a base da fundação, estando esta a uma profundidade de, no máximo, o dobro da menor dimensão do elemento de fundação.

São geralmente mais baratas e de execução mais simples que as demais fundações. Esses elementos estruturais geralmente estão a uma profundidade de até 2,0m e são utilizados quando o solo apresenta SPT (Standard Penetration Test) de pelo menos sete golpes nessas camadas superficiais.

Entre as fundações superficiais, têm-se: sapatas isoladas, associadas ou corridas, blocos, radier e vigas de fundação, sendo cada tipo utilizado de acordo com as condições do terreno (Figs. 7.1 e 7.2).

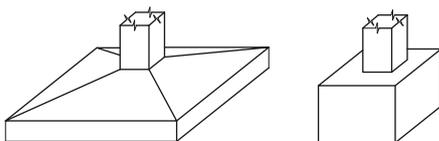


Fig. 7.1 Sapata e bloco

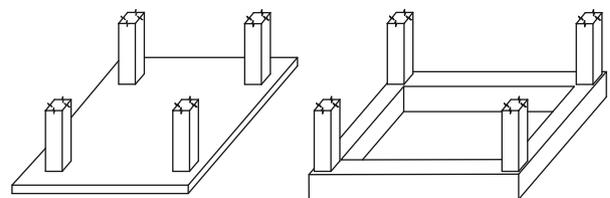


Fig. 7.2 Radier e vigas de fundação

7.4 Dimensionamento dos tubulões

De acordo com o item 8.2.2.6.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010), os tubulões com base alargada devem apresentar a forma de tronco de cone, possuindo um cilindro, denominado rodapé, de pelo menos 20 cm de altura. Para o fuste, geralmente adota-se diâmetro mínimo de 70 cm para que seja possível o deslocamento do operário pelo seu interior.

Primeiramente, calcula-se a área da base do tubulão utilizando-se a mesma equação demonstrada para as sapatas (Eq. 7.1). Após esse cálculo, chega-se ao diâmetro da base circular pela Eq. 7.10:

$$\phi_b = \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot \sigma_{solo}}} \quad (7.10)$$

em que:

- ϕ_b = diâmetro da base circular do tubulão;
- F = força atuante no elemento de fundação;
- σ_{solo} = tensão admissível do solo.

Se a base for em forma de falsa elipse, utiliza-se para comprimento do retângulo da falsa elipse (x):

$$\frac{\pi \cdot b^2}{4} + bx = \frac{F}{\sigma_{solo}} \quad (7.11)$$

em que:

- b = lado menor da falsa elipse (ver Fig. 7.5);
- x = comprimento do retângulo da falsa elipse;
- F = força atuante no elemento de fundação;
- σ_{solo} = tensão admissível do solo.

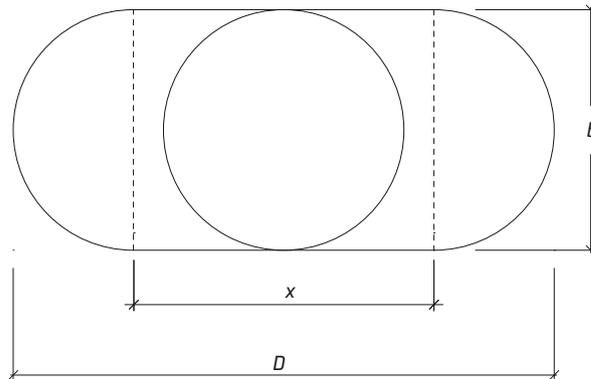


Fig. 7.5 Tubulão com base em falsa elipse

Para área do fuste do tubulão A_f , tem-se a Eq. 7.12:

$$A_f = \frac{F}{\sigma_c} \quad (7.12)$$

em que σ_c pode ser obtido pela Eq. 7.13:

$$\sigma_c = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} \quad (7.13)$$

e f_{ck} é expresso em kgf/cm^2 .

Para projeto, seguem-se estas distâncias entre eixos das estacas:

$$d \geq \begin{cases} 2,5\phi & \rightarrow \text{estacas pré-moldadas} \\ 3\phi & \rightarrow \text{estacas moldadas in loco} \\ 60 \text{ cm} & \rightarrow \text{qualquer tipo de estaca} \end{cases} \quad (7.29)$$

sendo ϕ o diâmetro da estaca.

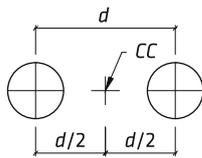
Tab. 7.3 Valores de β

Solo/estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areia	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

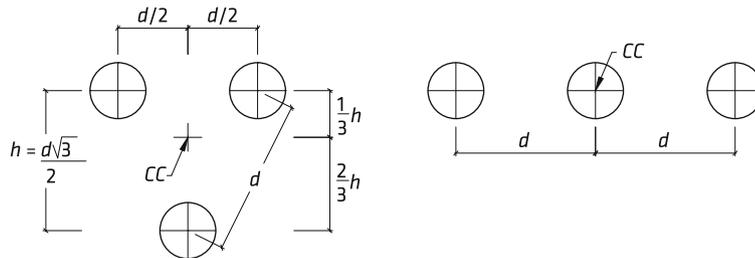
Fonte: adaptado de Quaresma et al. (1996).

Quanto ao arranjo das estacas no solo, são mais comumente utilizados os modelos ilustrados na Fig. 7.7:

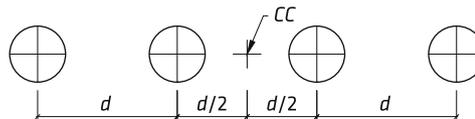
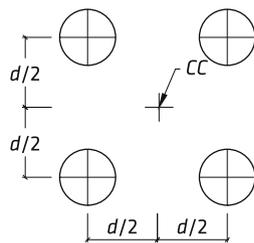
Duas estacas



Três estacas



Quatro estacas



Parte 2

CASO PRÁTICO:
*projeto de um
edifício em
concreto armado*

APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO

Nesta segunda parte do livro, será calculado analiticamente o pavimento-tipo de um edifício residencial de forma a possibilitar a definição dos elementos estruturais necessários à construção desse edifício.

Os cálculos efetuados foram baseados nas normas ABNT (1980b, 2010, 2014), sendo utilizadas tabelas (Anexos “Tabelas”), teorias e equações necessárias aos devidos dimensionamentos e já tratadas neste livro.

Neste capítulo, será apresentado o edifício a ser calculado. Trata-se de uma edificação residencial que possui três pavimentos-tipo, com dois apartamentos por pavimento e uma garagem no andar térreo. Para finalidade didática, será analisado o pavimento tipo do edifício.

Cada apartamento possui uma sala de jantar/estar, cozinha, área de serviço, instalação sanitária, um banheiro, instalação sanitária, dois quartos e uma varanda, sendo considerado, para o dimensionamento:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, para todos os elementos estruturais;
- peso próprio do concreto = 2.500 kgf/m^3 ;
- peso próprio da alvenaria = 1.300 kgf/m^3 ;
- carga do revestimento = 100 kgf/m^2 ;
- carga acidental da sala, cozinha, banheiro, instalação sanitária, quarto e varanda = 150 kgf/m^2 ;
- carga acidental da área de serviço e circulação = 200 kgf/m^2 ;
- tensão admissível do solo = $20.000 \text{ kgf/m}^2 = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$;
- cobrimentos (CAA II) = 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para vigas, pilares e fundações (Tab. 1.6).

8.1 Plantas e cortes do pavimento-tipo

Nas Figs. 8.1, 8.2, 8.3 e 8.4, são apresentadas informações sobre o edifício a ser calculado.

capítulo 9

LAJES

Neste capítulo, será realizado o dimensionamento das lajes do edifício.

9.1 Laje 1 (L1)

Para cálculo da carga proveniente das alvenarias internas, a critério dos autores, não foram excluídos os vãos referentes às portas e janelas. Para a laje 1 (Fig. 9.1), utilizando-se a Eq. 5.6, tem-se:

$$\rho_{alv} = \frac{e \cdot H \cdot L \cdot \rho_{alv}}{A_{laje}} = \frac{0,15 \times 2,95 \times 3,9 \times 1.300}{2,975 \times 4,425} = 170 \text{ kgf/m}^2$$

$$L = (1,75 + 0,15 + 0,90 + 1,10) = 3,90 \text{ m}$$

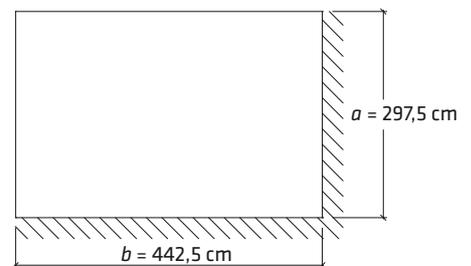


Fig. 9.1 Condições de contorno da laje 1

Quanto ao peso próprio da laje, tem-se, pela Eq. 5.4:

$$\rho_p = h \cdot \rho_c = 0,10 \times 2.500 = 250 \text{ kgf/m}^2$$

As cargas atuantes na laje são:

$$\left. \begin{array}{l} \text{peso próprio} = 250 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{alvenaria} = 170 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{revestimento} = 100 \text{ kgf/m}^2 \end{array} \right\} \text{Carga permanente} \rightarrow g = 520 \text{ kgf/m}^2$$
$$\text{sobrecarga} = 150 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow \text{Carga acidental} \rightarrow q = 150 \text{ kgf/m}^2$$
$$p = g + q = 520 + 150 = 670 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow \text{Carga total}$$

Obs.: Valores estimados para revestimento e sobrecarga de acordo com o item 5.1.3.

9.1.1 Reações e momentos

Primeiramente, classifica-se a laje em armada em uma ou duas direções utilizando-se a Eq. 5.3:

$$\frac{b}{a} = \frac{4,425}{2,975} \approx 1,50 \rightarrow \text{laje armada nas duas direções}$$

Após calculada a flecha imediata, calcula-se a flecha diferida no tempo por meio da Eq. 5.42:

$$f_{t=\infty} = f_i(2,46) = 0,074(2,46) = 0,18 \text{ cm}$$

Calcula-se, então, a flecha admissível por meio da Eq. 5.43:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{297,5}{250} = 1,19 \text{ cm}$$

Por fim, compara-se a flecha diferida no tempo com a admissível:

$$f_{t=\infty} = 0,18 \text{ cm} < f_{adm} = 1,19 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

9.2 Laje 2 (L2)

A Fig. 9.4 ilustra a laje 2 e a sua distribuição de cargas.

Sobrecarga média = $(150 + 200 + 150 + 150 + 200)/5 = 170 \text{ kgf/m}^2$

Para a laje 2, utilizando-se a Eq. 5.6, tem-se:

$$\rho_{alv} = \frac{e \cdot H \cdot L \cdot \rho_{alv}}{A_{laje}} = \frac{0,15 \times 2,95 \times 11,65 \times 1.300}{7,55 \times 2,975} = 298 \text{ kgf/m}^2$$

$$L = (4,60 + 0,15 + 1,45 + 0,15 + 1,05 + 0,80 + 1,85 + 1,60) = 11,65 \text{ m}$$

Quanto ao peso próprio da laje, tem-se, pela Eq. 5.4:

$$pp = h \cdot p_c = 0,10 \times 2.500 = 250 \text{ kgf/m}^2$$

Cargas atuantes na laje:

$$\left. \begin{array}{l} \text{peso próprio} = 250 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{alvenaria} = 298 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{revestimento} = 100 \text{ kgf/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Carga permanente} \rightarrow g = 648 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{sobrecarga} = 170 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow \text{Carga acidental} \rightarrow q = 170 \text{ kgf/m}^2$$

$$p = g + q = 648 + 170 = 818 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow \text{Carga total}$$

Obs.: Valores estimados para revestimento e sobrecarga.

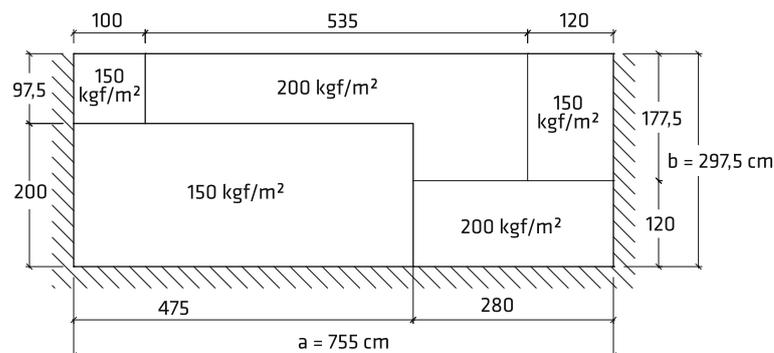


Fig. 9.4 Distribuição de cargas na laje 2 (cotas em cm)

Por fim, compara-se a flecha diferida no tempo com a admissível:

$$f_{t=\infty} = 0,23 \text{ cm} < f_{adm} = 1,35 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

9.5 Laje 5 (L5)

Devido ao fato de se tratar de uma laje em balanço, a laje 5 (Fig. 9.14) apresenta método de cálculo diferente dos demais, o qual é realizado de acordo com o item 5.1.11.

Assim como a L4, a L5 também não possui alvenaria interna. No que diz respeito ao carregamento da L5 quanto ao seu peso próprio, tem-se (Eq. 5.4):

$$pp = h \cdot p_c = 0,10 \times 2.500 = 250 \text{ kgf/m}^2$$

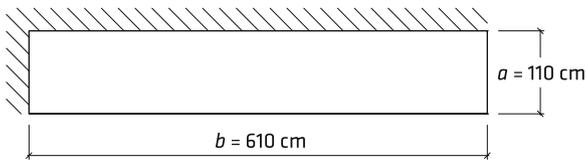


Fig. 9.14 Condições de contorno da laje 5

peso próprio = 250 kgf/m ² revestimento = 100 kgf/m ² sobrecarga = 150 kgf/m ²	}	Cargas atuantes na laje: Carga permanente → g = 350 kgf/m ² Carga acidental → q = 150 kgf/m ²
$p = g + q = 350 + 150 = 500 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow$ Carga total		

Obs.: Valores estimados para revestimento e sobrecarga.

9.5.1 Reações e momentos

Utilizando-se a Eq. 5.3, tem-se:

$$\frac{b}{a} = \frac{6,10}{1,10} \approx 5,55 \rightarrow \text{laje armada em uma direção}$$

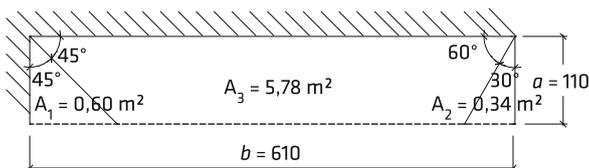


Fig. 9.15 Áreas de influência da laje 5 (cotas em cm)

O cálculo das reações de apoio será realizado por meio da análise da área de influência, sendo as áreas definidas na Fig. 9.15.

Utilizando-se a Eq. 5.7, tem-se:

$$R'_a = \frac{p \cdot A_i}{l} = \frac{500 \times 0,34}{1,10} = 155 \text{ kgf/m}$$

$$R''_a = \frac{p \cdot A_i}{l} = \frac{500 \times 0,60}{1,10} = 273 \text{ kgf/m}$$

$$R''_b = \frac{p \cdot A_i}{l} = \frac{500 \times 5,78}{6,10} = 474 \text{ kgf/m}$$

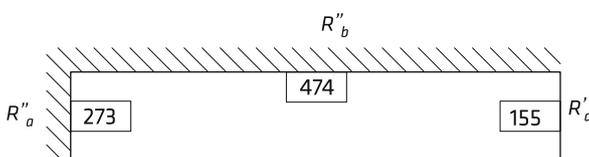


Fig. 9.16 Reações verticais da laje 5 (kgf/m)

Na Fig. 9.16, pode-se ver as reações verticais da laje 5.

Para cálculo dos esforços solicitantes da laje 5, que se trata de uma laje em balanço armada em uma direção, será realizado o cálculo considerando-se a laje como uma viga isostática, conforme apresentada na Fig. 9.17.

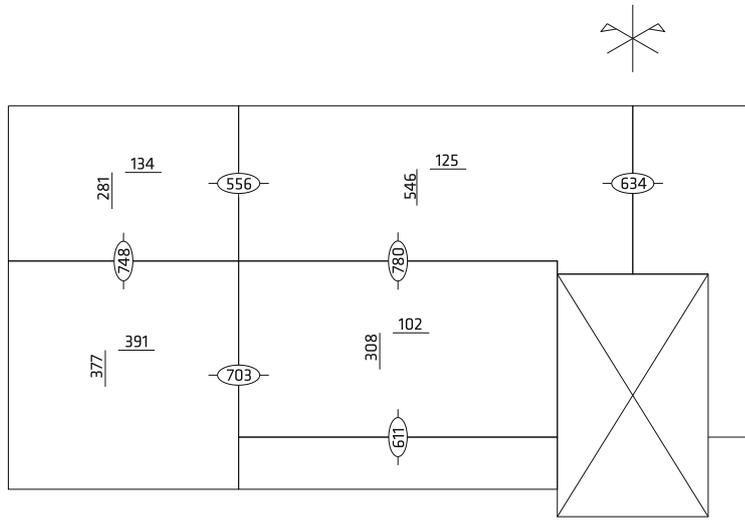


Fig. 9.21 Momentos compensados das lajes do apartamento-tipo (kgf · m)

9.8 Cálculo das armaduras negativas das lajes

Para o dimensionamento das armaduras negativas das lajes, será utilizado $d' = 2,5$ cm e serão realizados os cálculos considerando-se os aços CA-50 e CA-60 para escolha da melhor opção.

9.8.1 Lajes 1-2

Utilizando-se a Eq. 2.13, tem-se:

$$K = \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{(556 \times 100) 1,4}{182,14 \times 100 \times 7,5^2} = 0,0760$$

$$K < K_L(0,295) \rightarrow K' = K$$

Aplicando-se a Eq. 2.9, tem-se:

Aço CA-50:

$$A_s = A_{s1} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) = \frac{182,14 \times 100 \times 7,5}{4.348} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0760}) = 2,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Aço CA-60:

$$A_s = A_{s1} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) = \frac{182,14 \times 100 \times 7,5}{5.217} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0760}) = 2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando-se a Eq. 2.24, tem-se:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 0,15\% (100 \times 10) = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow A_{s,adotado} \text{ (CA-50)} = 2,49 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi \text{ 6,3 c/12 (ver. Tab. A12 - Parte II)}$$

9.8.2 Lajes 2-2

Utilizando-se a Eq. 2.13, tem-se:

$$K = \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{(634 \times 100) 1,4}{182,14 \times 100 \times 7,5^2} = 0,0866$$

$$K < K_L(0,295) \rightarrow K' = K$$

capítulo 10

VIGAS

Neste capítulo serão realizados os cálculos para as vigas. Para análise desses elementos, mostra-se necessário que sejam estipuladas as dimensões dos pilares para definição das condições de apoio, processo demonstrado no item 10.1.

Nota: Optou-se, para esse projeto-piloto, não considerar momento de engastamento na direção do pilar com espessura de até 20 cm. Para a definição do carregamento da alvenaria, foi considerado para esta publicação:

- paredes externas e paredes corta-fogo (caixa de escadas):
espessura acabada = espessura da arquitetura + 5 cm (20 cm + 5 cm = 25 cm);
- paredes internas:
espessura acabada = espessura da arquitetura (15 cm).

O projetista, em determinadas situações, não sabe qual o tipo de acabamento será dado à parede, nem mesmo sua espessura. Os autores esperam, dessa forma, cobrir a maioria das possibilidades de revestimentos.

10.1 Estimativas das seções dos pilares por áreas de influência

Para que as seções dos pilares possam ser estimadas, primeiramente, deve-se analisar a área de influência referente a cada pilar (Fig. 10.1), para, então, chegar-se à carga que cada um receberá, podendo-se, dessa forma, inferir valores para as seções de cada um deles.

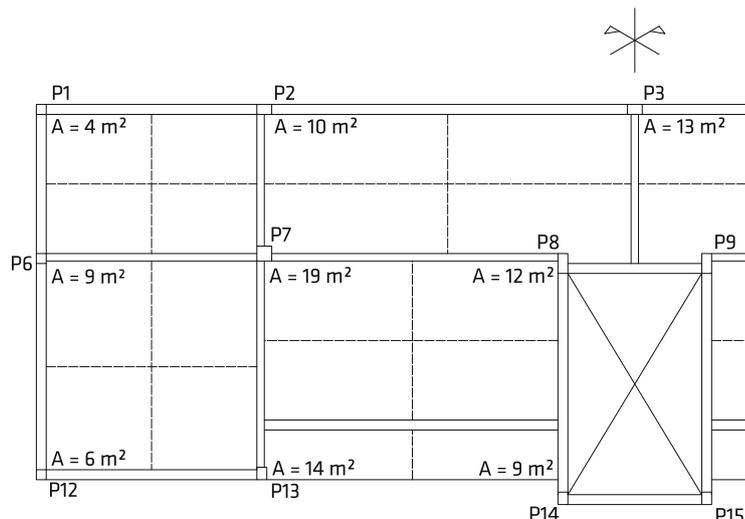


Fig. 10.1 Áreas de influência dos pilares

Por fim, substituindo-se os valores na Eq. 5.32:

$$f_i = \frac{\rho_i \cdot l^4}{384(EI)_{eq}} K = \frac{1.236 \times 7,475^4}{384(5,591 \times 10^6)} \times 1 = 0,00180 \text{ m} = 0,180 \text{ cm}$$

Após calculada a flecha imediata, calcula-se a flecha diferida no tempo por meio da Eq. 5.42:

$$f_{t=\infty} = f_i(2,46) = 0,180(2,46) = 0,44 \text{ cm}$$

Calcula-se, então, a flecha admissível por meio da Eq. 5.43:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{747,5}{250} = 2,99 \text{ cm}$$

Comparando-se a flecha diferida no tempo com a admissível:

$$f_{t=\infty} = 0,44 \text{ cm} < f_{adm} = 2,99 \text{ cm} \rightarrow OK!$$

10.2.3 Controle de fissuração

A presença de fissuras deve respeitar as aberturas máximas características (w_k) das fissuras previstas na norma NBR 6118 (ABNT, 2014) para evitar a corrosão das armaduras passivas, devendo-se, primeiramente, determinar a classe de agressividade ambiental, para depois chegar-se ao valor de w_k .

Para o exemplo em estudo, tem-se, de acordo com o Quadro 1.1:

Ambiente urbano, agressividade moderada \rightarrow CAA II

Segundo o Quadro 3.1, têm-se, com base na classe de agressividade ambiental, os valores-limite da abertura característica das fissuras para garantia da proteção quanto à corrosão, sendo para esse caso:

CAA II, estrutura em concreto armado $\rightarrow w_k \leq 0,3 \text{ mm}$

i] $M = 1.890 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$$A_s \begin{cases} A_{s,calc} = 1,38 \text{ cm}^2 \\ A_{s,ef} = 1,570 \text{ cm}^2 (2 \phi 10) \end{cases}$$

A abertura máxima característica (w_k) das fissuras para cada parte da área de envolvimento é a menor entre as obtidas pelas Eqs. 3.15 e 3.16:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{1,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{2.730}{(2,1 \times 10^6)} \times \frac{3 \times 2.730}{29} = 0,013 \text{ cm}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{1,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{2.730}{(2,1 \times 10^6)} \left(\frac{4}{0,00683} + 45 \right) = 0,029 \text{ cm}$$

$$w_k < \begin{cases} 0,13 \text{ mm} \\ 0,29 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow w_k = 0,13 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm (NBR 6118 (ABNT, 2014))} \rightarrow OK!$$

Utilizando-se a Eq. 3.17:

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{\gamma_f} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = \frac{4.348}{1,4} \times \frac{1,38}{1,57} = 2.730 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_{cri} = (d' + 7,5\phi) \times (4 + 2) = (4 + 7,5 \times 1,25) \times (6) = 80,25 \text{ cm}^2$$

Aplicando-se a Eq. 2.12:

$$d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_L}{2} = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,125 \approx 4 \text{ cm}$$

■ barras centrais:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} = \frac{1,227}{53,5} = 0,02293$$

$$A_{cri} = (d' + 7,5\phi) \times (2 + 2) = (4 + 7,5 \times 1,25) \times (4) = 53,5 \text{ cm}^2$$

Aplicando-se a Eq. 2.12:

$$d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_L}{2} = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,125 \approx 4 \text{ cm}$$

A favor da segurança, adota-se o menor valor para taxa ρ_{ri} já que esta resulta em um maior valor para w_k .

Com base na Tab. 1.5:

$$\eta_1 = 2,25$$

De acordo com o item “Módulo de elasticidade” da seção 1.4.2:

$$E_{si} = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

A Fig. 10.11 mostra as áreas de concreto de envolvimento de barra ϕ_i da armadura (A_{cri}) da viga em estudo.

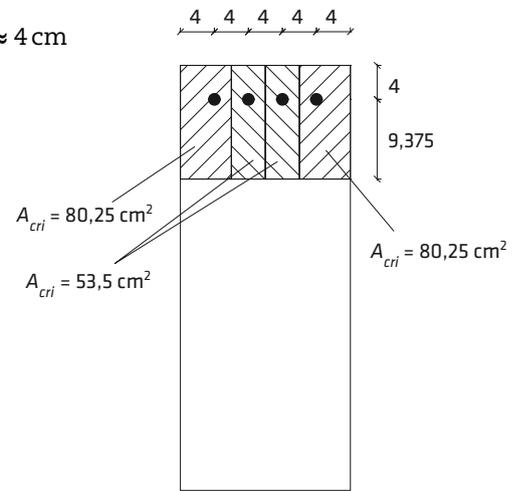


Fig. 10.11 Viga de 20 cm x 50 cm com 4 ϕ 12,5

10.2.4 Cisalhamento

Para os cálculos referentes ao cisalhamento será utilizado $d' = 5 \text{ cm}$.

i] Primeiro vão (...)

A Fig. 10.12 mostra o diagrama de força cortante do primeiro vão da viga 1.

■ Lado esquerdo

1] Verificação do concreto

Utilizando-se a Eq. 3.2:

$$\begin{aligned} \tau_{wd} &= \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{2.274 \times 1,4}{20 \times 45} \\ &= 3,54 \text{ kgf/cm}^2 = 0,035 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{face} &= V_{apoio} - \left(q \cdot \frac{b}{2} \right) \\ &= 2.430 - \left(1.565 \times \frac{0,20}{2} \right) = 2.274 \text{ kgf} \end{aligned}$$

Conforme a Tab. 3.1:

$$\tau_{wd2} = 0,509 \text{ kN/cm}^2$$

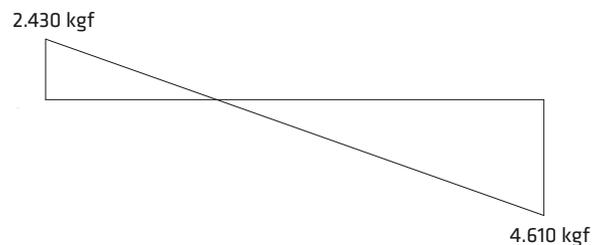


Fig. 10.12 Diagrama de força cortante da viga 1 – primeiro vão

10.3.3 Viga 5 – 20/50

A seguir, têm-se: o esquema de carregamentos da viga 5 (Fig. 10.24), os carregamentos em si (Fig. 10.25), bem como os diagramas de força cortante (Fig. 10.26) e de momento fletor (Fig. 10.27) da viga 5.

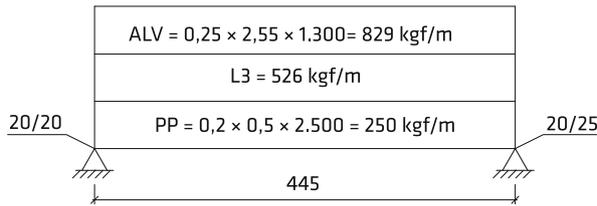


Fig. 10.24 Esquema dos carregamentos da viga 5

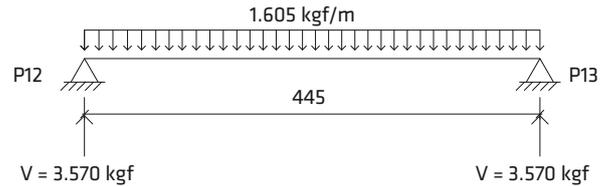


Fig. 10.25 Carregamentos da viga 5

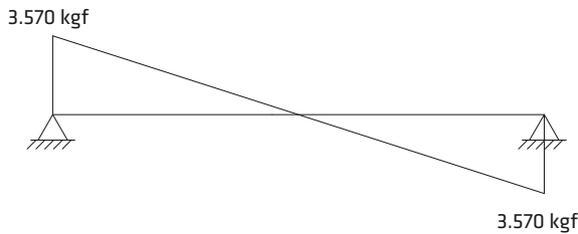


Fig. 10.26 Diagrama de força cortante da viga 5

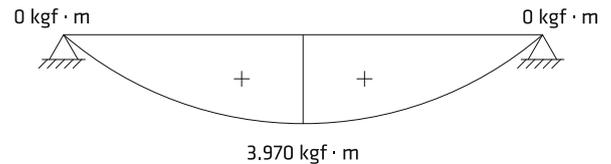


Fig. 10.27 Diagrama de momento fletor da viga 5

10.3.4 Viga 7 – 20/50

A seguir, têm-se: o esquema de carregamentos da viga 7 (Fig. 10.28), os carregamentos em si (Fig. 10.29), bem como os seus diagramas de força cortante (Fig. 10.30) e de momento fletor (Fig. 10.31).

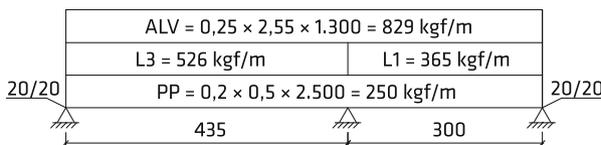


Fig. 10.28 Esquema dos carregamentos da viga 7

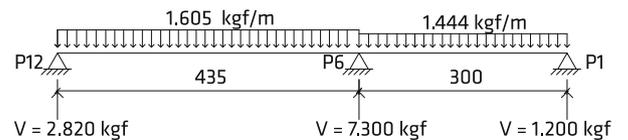


Fig. 10.29 Carregamentos da viga 7

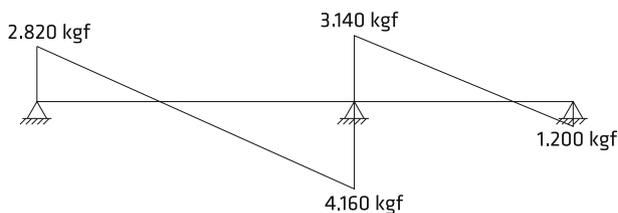


Fig. 10.30 Diagrama de força cortante da viga 7

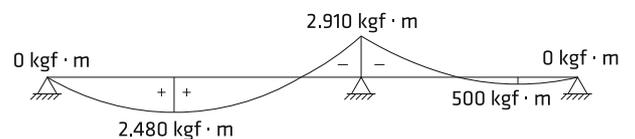


Fig. 10.31 Diagrama de momento fletor da viga 7

capítulo 11

PILARES

Com base nos diagramas obtidos no programa Ftool e representados no Cap. 10, chega-se à Tab. 11.1, que mostra as forças por pavimento e momentos.

Tab. 11.1 Forças e momentos por pavimento

Pilar	Força por pavimento – N (kgf)	M_x (kgf · m)	M_y (kgf · m)
1 = 5	$2.430 + 1.200 = 3.630$ (V1) + (V7)	0	0
2 = 4	$4.610 + 4.770 + 1.470 = 10.850$ (V1) + (V1) + (V8)	0	0
3	$5.220 + 5.220 + 3.420 = 13.860$ (V1) + (V1) + (V10)	0	0
6 = 11	$2.580 + 4.160 + 3.140 = 9.880$ (V2) + (V7) + (V7)	0	0
7 = 10	$6.730 + 9.440 + 5.110 + 4.120 = 25.400$ (V2) + (V2) + (V8) + (V8)	0	0
8 = 9	$6.410 + 7580 + 4.680 = 18.670$ (V2) + (V3) + (V9)	4.490 (V9)	0
12 = 17	$3.570 + 2.820 = 6.390$ (V5) + (V7)	0	0
13 = 16	$3.570 + 10.510 = 14.080$ (V5) + (V8)	7.700 (V8)	0
14 = 15	$4.380 + 7.680 = 12.060$ (V6) + (V9)	6.710 (V9)	0

A Fig. 11.1 mostra os momentos em torno dos eixos x e y.

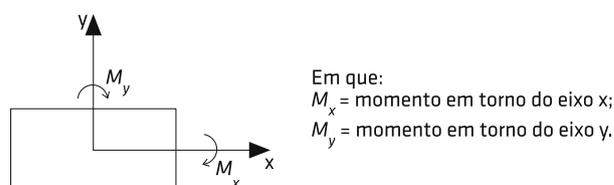


Fig. 11.1 Momentos em torno dos eixos

- Carga por pilar que suporta a caixa d'água

$$\frac{N}{\text{pilar}} = \frac{37.134}{4} \approx 9.284 \text{ kgf}$$

A Tab. 11.3 exibe a força N que chega em cada pilar, por pavimento, e os momentos gerados nos pilares (M_x).

11.2 Cálculo dos pilares

Para cálculo dos pilares, primeiramente, deve-se classificar cada um deles em uma das três categorias: pilares solicitados por compressão normal centrada, por flexão normal composta (flexocompressão) ou por flexão oblíqua composta.

Neste item, será calculado o pilar 7 (P7 = P10), que se trata de um pilar solicitado por compressão normal centrada (Fig. 11.2). Para os demais, devem-se seguir equações demonstradas no Cap. 6.

- i] Primeiro pavimento ($N = 104.348 \text{ kgf}$)

Direção $x =$ Direção y (pilar quadrado)

Utilizando-se a Eq. 6.25, tem-se:

$$M_{d,\text{total}} = M_{1d,\text{mín}} + N_d \cdot e_2$$

Aplicando-se a Eq. 6.14, tem-se:

$$\begin{aligned} M_{1d,\text{mín}} &= N_d (0,015 + 0,03h) \\ &= (104.348 \times 1,4) (0,015 + 0,03 \times 0,30) \\ &= 3.506 \text{ kgf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Verificação da flambagem:

Utilizando-se a Eq. 6.13, tem-se:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 255 + 30 = 285 \text{ cm} \\ l = \frac{50}{2} + 255 + \frac{50}{2} = 305 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_e = 285 \text{ cm}$$

Nota: Dentre os elementos estruturais que vinculam o pilar, adotou-se a viga de 50 cm de altura para efeito de cálculo do comprimento equivalente, uma vez que ela resulta em um l_e maior do que se fosse utilizada a viga de 60 cm de altura, estando, portanto, a favor da segurança.

Aplicando-se a Eq. 6.12, chega-se a:

$$\lambda = \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_e \sqrt{12}}{h} = \frac{285 \sqrt{12}}{30} = 32,9 \text{ cm}$$

Com a Eq. 6.15, obtém-se:

$$\begin{aligned} 35 \leq \lambda_1 &= \frac{25 + 12,5(e_1/h)}{\alpha_b} \leq 90 \\ \lambda_1 &= \frac{25 + 12,5(0/30)}{1} = 25 \text{ cm} \rightarrow \lambda_1 = 35 \text{ cm} \end{aligned}$$

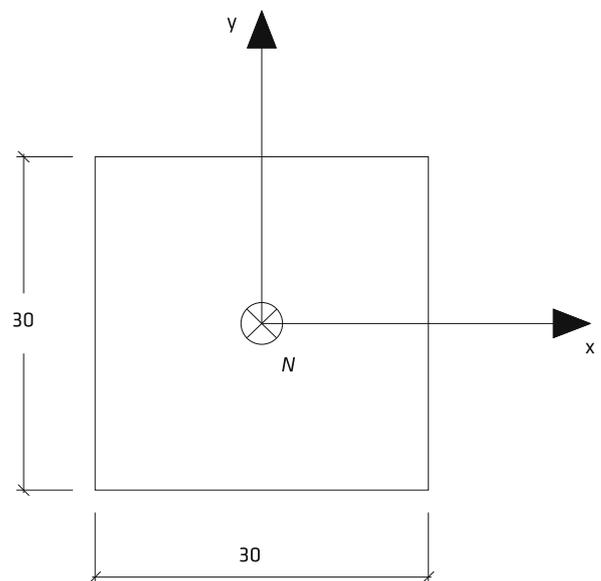


Fig. 11.2 Pilares 7 e 10

capítulo 12

FUNDAÇÕES

Para cálculo dos elementos de fundação, primeiramente, serão estimadas as dimensões desses elementos. Para tal, os pilares serão divididos em quatro grupos de acordo com a carga que chega em cada um deles (Tab. 12.1). Essas cargas já foram calculadas e podem ser encontradas na Tab. 11.3.

Tab. 12.1 Grupos de pilares por cargas transmitidas às sapatas

Cargas que os pilares transmitirão às sapatas	Pilares
$q \leq 25.000 \text{ kgf}$	P1, P5
$25.000 < q \leq 50.000 \text{ kgf}$	P2, P4, P6, P11, P12, P17
$50.000 < q \leq 75.000 \text{ kgf}$	P3, P13, P14, P15, P16
$q > 75.000 \text{ kgf}$	P7, P8, P9, P10

Utilizando-se as Eqs. 7.1 e 7.2, tem-se, para dimensões das sapatas:

$$S = \frac{F}{\sigma_{solo}} \text{ e } B = \sqrt{S} \rightarrow B = \sqrt{\frac{F}{\sigma_{solo}}}$$
$$\sigma_{solo} = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$$

Para:

$$q = 25.000 \text{ kgf} \rightarrow B = \sqrt{\frac{25.000}{2}} \rightarrow B = 111,8 \text{ cm} \rightarrow 115 \text{ cm}$$

$$q = 50.000 \text{ kgf} \rightarrow B = \sqrt{\frac{50.000}{2}} \rightarrow B = 158,1 \text{ cm} \rightarrow 160 \text{ cm}$$

$$q = 75.000 \text{ kgf} \rightarrow B = \sqrt{\frac{75.000}{2}} \rightarrow B = 193,6 \text{ cm} \rightarrow 195 \text{ cm}$$

$$q = 100.000 \text{ kgf} \rightarrow B = \sqrt{\frac{100.000}{2}} \rightarrow B = 223,6 \text{ cm} \rightarrow 225 \text{ cm}$$

Têm-se, para dimensões das bases das sapatas, os dados da Tab. 12.2.

Para que o projeto apresente uma menor quantidade de dimensões diferentes de sapatas, serão adotadas para as sapatas 1 e 5 as dimensões 160 cm × 160 cm.

Anexo

TABELAS

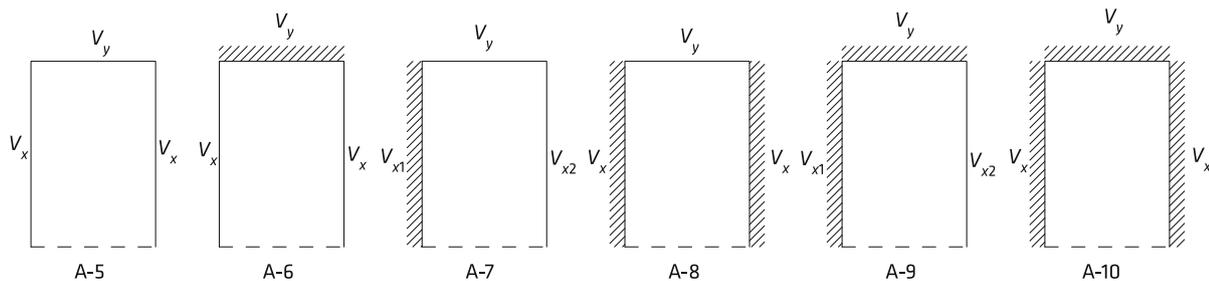
Tab. A1 Reações de apoio em lajes retangulares, carga uniforme

Tipo de laje	A		B			C		D			E		
	$r_a = 0,25$		r_a	r'_b	r''_b	r'_b	r''_b	r_b	r'_a	r''_a	r_b	r'_a	r''_a
0,50	-		0,165	0,125	0,217	-	-	0,217	0,125	0,217	0,158		
0,55	-		0,172	0,138	0,238	-	-	0,238	0,131	0,227	0,174		
0,60	-		0,177	0,150	0,260	-	-	0,259	0,136	0,236	0,190		
0,65	-		0,181	0,163	0,281	-	-	0,278	0,140	0,242	0,206		
0,70	-		0,183	0,175	0,302	-	-	0,294	0,143	0,247	0,222		
0,75	-		0,183	0,187	0,325	-	-	0,308	0,144	0,249	0,238		
0,80	-		0,183	0,199	0,344	-	-	0,320	0,144	0,250	0,254		
0,85	-		0,183	0,208	0,361	-	-	0,330	0,144	0,250	0,268		
0,90	-		0,183	0,217	0,376	-	-	0,340	0,144	0,250	0,281		
0,95	-		0,183	0,225	0,390	-	-	0,348	0,144	0,250	0,292		
1,00	0,250		0,183	0,232	0,402	0,183	0,317	0,356	0,144	0,250	0,303		
1,05	0,262		0,183	0,238	0,413	0,192	0,332	0,363	0,144	0,250	0,312		
1,10	0,273		0,183	0,244	0,423	0,200	0,346	0,369	0,144	0,250	0,321		
1,15	0,283		0,183	0,250	0,432	0,207	0,358	0,374	0,144	0,250	0,329		
1,20	0,292		0,183	0,254	0,441	0,214	0,370	0,380	0,144	0,250	0,336		
1,25	0,300		0,183	0,259	0,448	0,220	0,380	0,385	0,144	0,250	0,342		
1,30	0,308		0,183	0,263	0,455	0,225	0,390	0,389	0,144	0,250	0,348		
1,35	0,315		0,183	0,267	0,462	0,230	0,399	0,393	0,144	0,250	0,354		
1,40	0,321		0,183	0,270	0,468	0,235	0,408	0,397	0,144	0,250	0,359		
1,45	0,328		0,183	0,274	0,474	0,240	0,415	0,400	0,144	0,250	0,364		
1,50	0,333		0,183	0,277	0,479	0,244	0,423	0,404	0,144	0,250	0,369		
1,55	0,339		0,183	0,280	0,484	0,248	0,429	0,407	0,144	0,250	0,373		
1,60	0,344		0,183	0,282	0,489	0,252	0,436	0,410	0,144	0,250	0,377		
1,65	0,348		0,183	0,285	0,493	0,255	0,442	0,413	0,144	0,250	0,381		
1,70	0,353		0,183	0,287	0,497	0,258	0,448	0,415	0,144	0,250	0,384		
1,75	0,357		0,183	0,289	0,501	0,261	0,453	0,418	0,144	0,250	0,387		
1,80	0,361		0,183	0,292	0,505	0,264	0,458	0,420	0,144	0,250	0,390		
1,85	0,365		0,183	0,294	0,509	0,267	0,463	0,422	0,144	0,250	0,393		
1,90	0,368		0,183	0,296	0,512	0,270	0,467	0,424	0,144	0,250	0,396		
1,95	0,372		0,183	0,297	0,515	0,272	0,471	0,426	0,144	0,250	0,399		
2,00	0,375		0,183	0,299	0,518	0,275	0,475	0,428	0,144	0,250	0,401		

Reação $\rightarrow R = r \cdot p \cdot a$

em que: a = vão p o maior número de engastes. Caso o número de engastes seja igual para as duas direções, a refere-se ao menor vão.

Fonte: adaptado de Tepedino (1983).

Tab. A11 Reações de apoio das lajes com uma borda livre – carregamento uniforme

$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	$R_x = p \cdot l_x \cdot v_x$	$R_{x1} = p \cdot l_x \cdot v_{x1}$	$R_{x2} = p \cdot l_x \cdot v_{x2}$	$R_y = p \cdot l_y \cdot v_y$
-----------------------------	-------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------

Caso	λ	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
A-5	V_x	0,13	0,16	0,22	0,28	0,31	0,34	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,45
	V_y	0,84	0,80	0,72	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,36	0,34	0,32	0,20	0,28
A-6	V_x	0,10	0,12	0,14	0,15	0,18	0,19	0,21	0,24	0,26	0,27	0,28	0,30	0,32	0,34
	V_y	0,68	0,62	0,56	0,54	0,52	0,50	0,48	0,44	0,42	0,42	0,40	0,38	0,34	0,30
A-7	V_{x1}	0,34	0,36	0,39	0,43	0,45	0,47	0,48	0,50	0,51	0,51	0,52	0,53	0,53	0,54
	V_{x2}	0,15	0,18	0,21	0,23	0,26	0,28	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,35	0,36	0,37
	V_y	0,56	0,51	0,46	0,40	0,36	0,35	0,29	0,26	0,24	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
A-8	V_x	0,27	0,29	0,32	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,40	0,41	0,41	0,42	0,42	0,43
	V_y	0,46	0,42	0,36	0,30	0,26	0,24	0,22	0,20	0,20	0,18	0,18	0,16	0,16	0,14
A-9	V_{x1}	0,14	0,18	0,23	0,28	0,32	0,34	0,38	0,41	0,46	0,46	0,48	0,49	0,50	0,50
	V_{x2}	0,10	0,10	0,12	0,15	0,18	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28
	V_y	0,66	0,63	0,57	0,51	0,45	0,42	0,38	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24	0,23	0,22
A-10	V_x	0,17	0,19	0,23	0,27	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42
	V_y	0,66	0,62	0,54	0,46	0,40	0,36	0,32	0,30	0,26	0,24	0,22	0,20	0,16	0,16

Fonte: adaptado de Rocha (1987).

Anexo

FORMULÁRIOS

Formulário A6 Flexão normal composta (segundo e terceiro casos)

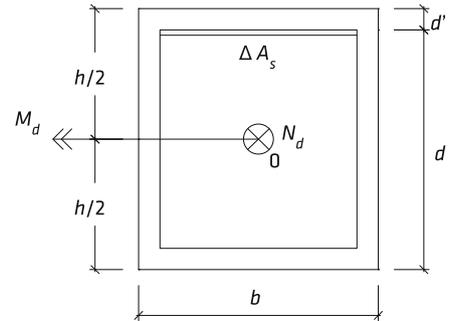
Segundo caso

Utilizado quando $\begin{cases} A_s < 0 \text{ no primeiro caso} \\ N_d(h/2 - d') \gg M_d \end{cases} \quad \begin{cases} A_s = 0 \\ A'_s \geq \frac{(N_d - f_c \cdot b \cdot y)}{\phi \cdot f_{yd}} \geq 0 \end{cases}$

$$y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[\frac{N_d(h/2 - d') - M_d}{f_c \cdot b} \right]} \leq h$$

Obs.:

$$\begin{cases} \text{Se } y > h \rightarrow \text{Ir para o terceiro caso} \\ \text{Se } A'_s < 0 \rightarrow \text{Adotar armadura mínima} \\ \frac{y}{d'} \rightarrow \text{tabela } \phi \end{cases}$$



Terceiro caso

Utilizado quando $\left\{ \frac{y}{h} > 1 \rightarrow y \rightarrow \infty \text{ (Tabela "Valores de } \phi \text{")}$

Primeira opção (Armaduras A_s e A'_s):

$$\begin{cases} A_s = \frac{(N_d - f_c \cdot b \cdot h)(h/2 - d') - M_d}{\phi \cdot f_{yd}(d - d')} \\ A'_s = \frac{(N_d - f_c \cdot b \cdot h)(d - h/2) + M_d}{\phi \cdot f_{yd}(d - d')} \end{cases}$$

Segunda opção:

$$\begin{cases} \text{- Armadura centrada: } A_s^0 \\ A_s^0 \geq \left(N_d - f_c \cdot b \cdot h - \frac{M_d}{h/2 - d'} \right) \div (\phi \cdot f_{yd}) \\ \text{- Armadura adicional: } \Delta A_s, \text{ sendo } \Delta A_s \\ \text{junto à borda mais comprimida} \\ \Delta A_s \geq \left(\frac{M_d}{h/2 - d'} \right) \div (\phi \cdot f_{yd}) \end{cases}$$

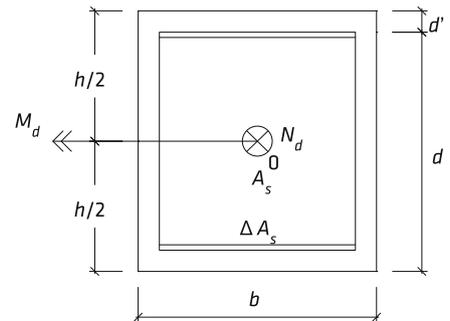
Obs: Tabela "Valores de ϕ " igual à do primeiro caso.

Fonte: adaptado de Tepedino (1980).

Formulário A7 Flexão normal composta (quarto caso)

Quarto caso

Utilizado quando $\begin{cases} \text{seção totalmente tracionada} \\ \text{no primeiro caso } K < 0 \end{cases}$



Primeira opção: Armaduras A_s, A'_s

$$\begin{cases} A_s \geq \frac{|N_d|(h/2 - d') + M_d}{f_{yd}(d - d')} \\ A'_s \geq \frac{|N_d|(d - h/2) - M_d}{f_{yd}(d - d')} \end{cases}$$

Segunda opção:

$$\begin{cases} \text{- Armadura centrada: } A_s^0 \\ A_s^0 \geq \left(|N_d| - \frac{M_d}{d - h/2} \right) \div f_{yd} \\ \text{- Armadura adicional: } \Delta A_s, \text{ sendo } \Delta A_s \\ \text{junto à borda mais tracionada} \\ \Delta A_s \geq \left(\frac{M_d}{d - h/2} \right) \div f_{yd} \end{cases}$$

Fonte: adaptado de Tepedino (1980).

Com forte apelo ao estudante que anseia pela prática da Engenharia, *Curso básico de concreto armado* aborda, de forma clara e didática, os princípios fundamentais da área e suas aplicações em análise e concepção estrutural e prossegue além. A partir da explicação dos conceitos básicos sobre materiais, análise estrutural, lajes, pilares e fundações, a obra apresenta um projeto completo de um edifício e todas as etapas para sua concepção, dimensionamento e detalhamento, visando à aplicação prática da teoria apresentada.

Com exemplos ilustrados, tabelas e formulários adicionais de referência e detalhamento de todos os cálculos, *Curso básico de concreto armado* atende aos estudantes de Engenharia e Arquitetura e aos profissionais de Cálculo Estrutural.

Thiago Bomjardim Porto

é mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenharia da UFMG. Atualmente é professor do Departamento de Engenharia Civil da PUC Minas e diretor de projetos na empresa Consmara Engenharia Ltda.

Danielle Stefane Gualberto Fernandes

tem graduação em Arquitetura e Urbanismo pela Escola de Arquitetura da UFMG e em Engenharia Civil pela PUC Minas. Atualmente é coordenadora de projetos na empresa 2MS Projetos.

ISBN 978-85-7975-187-5



9 788579 751875

