

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 1

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

**CURSO DE
CONCRETO ARMADO**

Volume 1

Editora DUNAS

CURSO DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

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

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

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

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

CDD 624.1834

Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422

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

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

5^a edição, Setembro/2023

APRESENTAÇÃO

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

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

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

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

José Milton

PLANO DA OBRA

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

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

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

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

SUMÁRIO

1. MATERIAIS PARA CONCRETO ARMADO.....	1
1.1 - Introdução	1
1.2 - Concreto em compressão simples	2
1.3 - Concreto em tração simples	9
1.4 - O módulo de deformação longitudinal do concreto	12
1.5 - Relações tensão-deformação para o concreto	24
1.6 - Concreto sob um estado multiaxial de tensões.....	26
1.7 - Evolução das propriedades do concreto	32
1.8 - Resistência do concreto sob carga de longa duração	40
1.9 - Comportamento reológico do concreto	44
1.10- Fluência do concreto	46
1.11- Retração do concreto.....	54
1.12- Aços para concreto armado	56
1.13- Considerações sobre o concreto armado	60
2. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	63
2.1 - Vida útil de projeto.....	63
2.2 - Mecanismos de deterioração do concreto armado	65
2.3 - Critérios de projeto das normas brasileiras	68
2.4 - Critérios de projeto das normas europeias	75
2.5 - Comparação entre a NBR-6118 e outras normas de projeto ...	80
2.6 - Sugestões e dados para o projeto estrutural	87
3. FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	93
3.1 - Estados limites	93
3.2 - As ações nas estruturas.....	97
3.3 - Ações de cálculo e combinações de ações	100
3.4 - Resistências de cálculo.....	112
3.5 - Avaliação da segurança estrutural.....	117
4. FLEXÃO NORMAL SIMPLES Dimensionamento de Seções Retangulares	125

4.1 - Hipóteses básicas do dimensionamento	125
4.2 - Diagramas tensão-deformação dos materiais	126
4.3 - Domínios de dimensionamento	133
4.4 - Diagrama retangular para o concreto	136
4.5 - Determinação do momento limite para seções retangulares com armadura simples.....	137
4.6 - Dimensionamento de seções retangulares com armadura simples.....	143
4.7 - Dimensionamento de seções retangulares com armadura dupla	147
4.8 - Cálculo da armadura mínima	153
4.9 - Roteiro para o dimensionamento de seções retangulares	156
4.10 - Exemplos de dimensionamento.....	159
4.11- Tabelas para o dimensionamento de seções retangulares.....	166
4.12 – Avaliação do diagrama retangular simplificado	171
5. FLEXÃO NORMAL SIMPLES	
Dimensionamento de Seções T.....	175
5.1 - Geometria da seção transversal	175
5.2 - Determinação do momento limite	176
5.3 - Dimensionamento com armadura simples.....	182
5.4 - Dimensionamento com armadura dupla.....	185
5.5 - Roteiro para o dimensionamento de seções T	187
5.6 - Exemplos de dimensionamento.....	192
5.7 - Determinação da largura efetiva da mesa.....	198
6. FLEXÃO NORMAL SIMPLES	
Verificação da Capacidade Resistente.....	205
6.1 - Definição do problema	205
6.2 - Seção retangular com armadura simples	206
6.3 - Seção retangular com várias camadas de armadura	213
6.4 - Outras formas de seção sob flexão normal simples.....	221
7. ESFORÇO CORTANTE.....	223
7.1 - Introdução	223
7.2 - Treliça generalizada de Morsch	227

7.3 - Treliça clássica de Mörsch	232
7.4 - Critério de projeto da NBR-6118	240
7.5 - Força na armadura longitudinal de tração	248
7.6 - Peças de altura variável	251
7.7 - Seções próximas aos apoios	253
7.8 - Armadura de suspensão	256
7.9 - Armadura de costura	258
7.10- Esforço longitudinal em juntas de concretagem.....	268
7.11- Lajes sem armadura de cisalhamento	270
8. ANCORAGEM E EMENDAS DAS BARRAS DA ARMADURA	275
8.1 - Ancoragem por aderência.....	275
8.2 - Tensão de aderência	280
8.3 - Tensão última de aderência	282
8.4 - Comprimento de ancoragem reta	285
8.5 - Barras com ganchos	287
8.6 - Outros fatores de redução do comprimento de ancoragem.....	292
8.7 - Ancoragem em apoios de extremidade	296
8.8 - Armadura transversal nas ancoragens	306
8.9 - Emendas das barras da armadura	307
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	313
APÊNDICE: COMO UTILIZAR O MODELO PARA DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO NOVO EUROCODE 2	319

Capítulo 1

MATERIAIS PARA CONCRETO ARMADO

1.1 - Introdução

Concreto é o material resultante da mistura dos agregados (naturais ou britados) com cimento e água. Em função de necessidades específicas, são acrescentados aditivos químicos (retardadores ou aceleradores de pega, plastificantes e superplastificantes, etc.) e adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fillers calcários, microssílica) que melhoram as características do concreto fresco ou endurecido.

A resistência do concreto endurecido depende de vários fatores, como o consumo de cimento e de água da mistura, o grau de adensamento, os tipos de agregados e de aditivos, etc. Quanto maior for o consumo de cimento e quanto menor for a relação água-cimento, maior será a resistência à compressão. A relação água-cimento determina a porosidade da pasta de cimento endurecida e, portanto, as propriedades mecânicas do concreto. Concretos feitos com agregados de seixos arredondados e lisos apresentam uma menor resistência do que concretos feitos com agregados britados [1].

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas.

O funcionamento conjunto desses dois materiais só é possível graças à aderência. De fato, se não houvesse aderência entre o aço e o concreto, não haveria o concreto armado. Devido à aderência, as deformações das barras de aço são praticamente iguais às deformações do concreto que as envolve. Em virtude de sua baixa resistência à tração, o concreto fissa na zona tracionada do elemento estrutu-

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{(n-1)}} \quad (1.2.2)$$

sendo f_{ci} os valores genéricos da resistência obtidos em n corpos de prova de concreto.

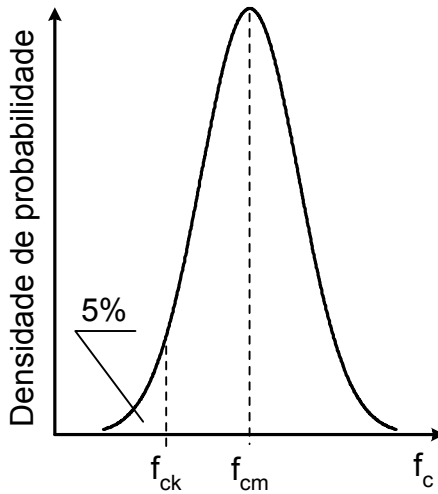


Fig. 1.2.1 - Densidade de probabilidade da resistência à compressão do concreto

Assim, conhecendo-se o valor do desvio padrão S , utiliza-se a equação (1.2.1) para o cálculo da resistência de dosagem f_{cm} em função do valor de f_{ck} especificado no projeto. Deve ser salientado que o desvio padrão está intimamente relacionado ao controle de qualidade adotado na produção do concreto. Quando o desvio padrão não for conhecido, podem-se adotar valores típicos, estabelecidos em função do controle de qualidade [6].

Em algumas verificações, é necessário fazer referência ao valor médio da resistência à compressão, associado a uma resistência característica especificada no projeto. Neste caso, f_{cm} pode ser estimada por

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (1.2.3)$$

onde Δf é um valor definido nas normas de projeto.

$$f_{ctk,inf} \cong 0,7 f_{ctm} \quad ; \quad f_{ctk,sup} \cong 1,3 f_{ctm} \quad (1.3.2)$$

Os valores característicos da resistência à tração são empregados no projeto no sentido desfavorável. Por exemplo, o valor característico inferior, $f_{ctk,inf}$, é usado para determinar a resistência da aderência entre o concreto e as barras da armadura (Capítulo 8). Por outro lado, para o cálculo da área mínima da armadura de flexão (Capítulo 4), emprega-se o valor característico superior $f_{ctk,sup}$.

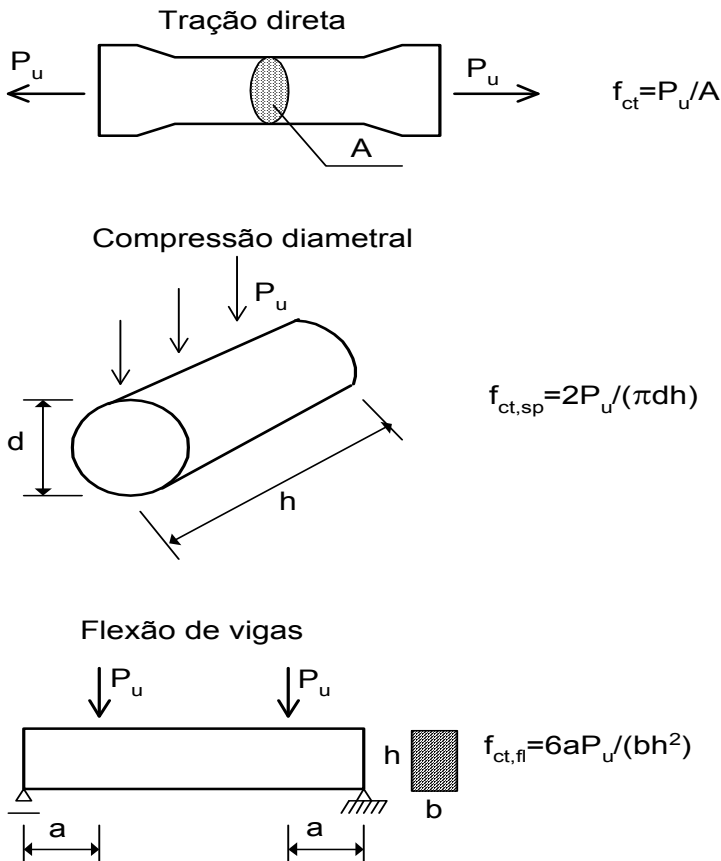


Fig. 1.3.1 - Ensaio para a determinação da resistência à tração

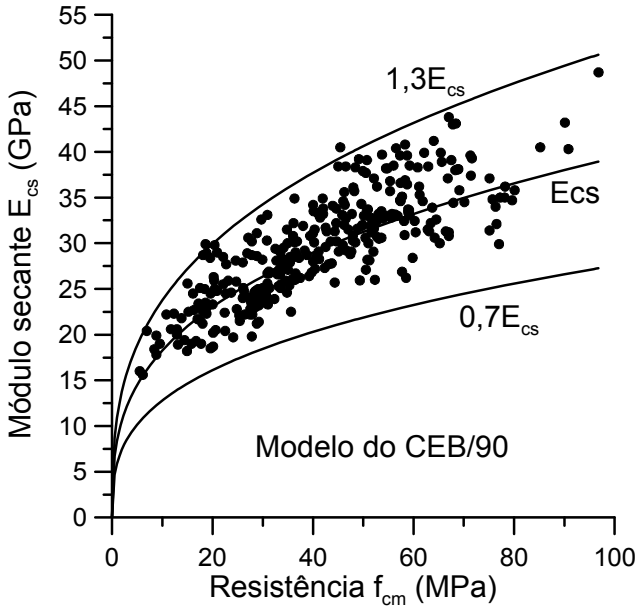


Fig. 1.4.4 – Faixa de variação dos resultados experimentais

O módulo de deformação longitudinal do concreto depende de diversos fatores, sendo a resistência à compressão apenas um deles. As propriedades elásticas dos agregados, por exemplo, têm uma grande influência sobre o módulo de deformação do concreto e são consideradas na formulação do CEB/90.

Assim, nenhum modelo teórico é capaz de prever exatamente o valor do módulo de deformação longitudinal do concreto. Esses modelos são empregados na fase de projeto. Durante a execução da estrutura, é necessário realizar ensaios na idade especificada no projeto, para comprovar que o concreto utilizado apresenta o módulo de deformação requerido.

As equações (1.4.1) e (1.4.2) fornecem um valor médio para E_{cs} , considerando um conjunto muito grande de concretos de diferentes origens. Entretanto, pode ser que em determinada região, seja por deficiência do processo construtivo, seja pelas próprias características dos materiais utilizados, não se consiga atingir esses valores médios de E_{cs} . Nesses casos, o projetista deve considerar um valor reduzido E_{cs}/γ_E , onde $\gamma_E > 1$.

Nas estruturas em que o controle das deformações é muito importante, como em estruturas muito esbeltas, ou quando essas deformações afetam significativamente os esforços solicitantes, é necessário realizar estudos prévios para uma correta avaliação do módulo de deformação longitudinal do concreto. Esses valores, previamente determinados através de ensaios, é que devem ser utilizados no projeto estrutural.

d) Relações da NBR-6118/2014 e da NBR-6118/2023

A NBR-6118/2014 adotou uma combinação das equações anteriores. Essa formulação foi mantida na atual NBR-6118/2023 [8]. Nessa versão da norma brasileira, o módulo tangente é dado por

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa, se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1.4.6)$$

$$E_c = \alpha_E 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \text{ MPa, se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.4.7)$$

Nessas equações, α_E é um coeficiente que leva em conta o tipo de agregado gráudo, tendo os mesmos valores sugeridos pelo CEB/90: $\alpha_E = 1,2$ para agregados de basalto e diabásio; $\alpha_E = 1,0$ para agregados de granito e gnaisse; $\alpha_E = 0,9$ para agregados de calcário; $\alpha_E = 0,7$ para agregados de arenito.

Na equação (1.4.7), a resistência média à compressão é dada por $f_{cm} = f_{ck} + 12,5$ MPa, em vez de $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa como consta no CEB/90. Ainda de acordo com a NBR-6118/2023, o módulo secante é dado por

$$E_{cs} = \alpha_i E_c \quad (1.4.8)$$

onde

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (1.4.9)$$

A expressão (1.4.9) é derivada do MC-FIB 2010* [17].

* Atual código modelo da FIB que preservou a maior parte das relações empíricas do CEB/90.

Na Fig. 1.4.5, apresentam-se as variações do módulo secante E_{cs} com a resistência característica f_{ck} por essas três normas. Conforme se observa, a formulação da NBR-6118/2023 superestima o módulo secante para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

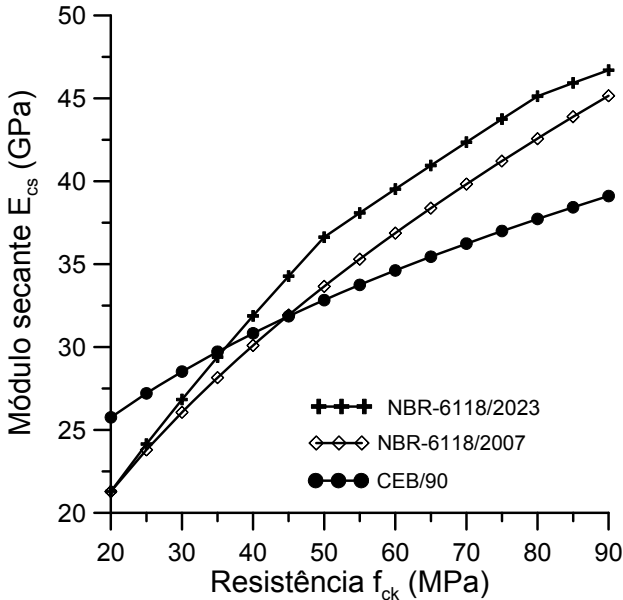


Fig. 1.4.5 – Módulo secante conforme a NBR-6118 e o CEB

Poder-se-ia argumentar que o módulo secante correlaciona-se melhor com a raiz quadrada da resistência, para concretos de menor resistência à compressão. Se isso fosse verdade, haveria justificativa para o emprego de duas equações distintas para a avaliação do módulo de deformação longitudinal do concreto, o que tornaria racional o procedimento adotado na NBR-6118/2023.

Para mostrar que essa hipótese não se verifica, foram preparadas as figuras 1.4.6 e 1.4.7, onde são apresentados os resultados experimentais de 212 corpos de prova, todos com $f_{ck} \leq 50$ MPa. Esses resultados experimentais foram obtidos por diversos pesquisadores brasileiros, cujas referências podem ser encontradas em [14].

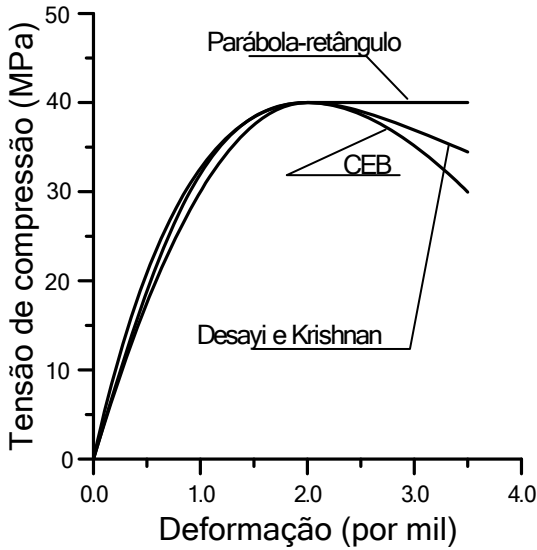


Fig. 1.5.1 - Diagramas tensão-deformação para o concreto em compressão simples

Para o concreto tracionado, normalmente admite-se um comportamento elástico linear com ruptura frágil. Entretanto, no caso do concreto armado, o concreto tracionado entre fissuras fornece uma significativa contribuição para a rigidez da estrutura. Assim, na verificação das deformações da estrutura sob as cargas de serviço, é necessário elaborar algum modelo capaz de representar esse comportamento. Esse assunto é tratado em detalhes no Volume 2. Conforme já foi dito, para o dimensionamento dos elementos estruturais, a resistência à tração do concreto é desprezada.

1.6 – Concreto sob um estado multiaxial de tensões

A resistência do concreto depende do estado de tensões. Para um estado biaxial de tensões, com tensões principais σ_1 e σ_2 , observa-se o seguinte comportamento:

a) Em compressão biaxial ($\sigma_1 < 0$ e $\sigma_2 < 0$), ocorre um aumento da resistência do concreto. O aumento máximo, da ordem de 25%, é alcançado quando $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$.

b) Em tração-compressão ($\sigma_1 > 0$ e $\sigma_2 < 0$), a resistência à tração diminui de forma aproximadamente linear com o crescimento da tensão de compressão.

c) Sob tração biaxial ($\sigma_1 > 0$ e $\sigma_2 > 0$), a resistência é a mesma que em tração simples.

Esses resultados são sintetizados na envoltória de ruptura indicada na Fig. 1.6.1, a qual representa o critério de ruptura de Kupfer e Gerstle [11].

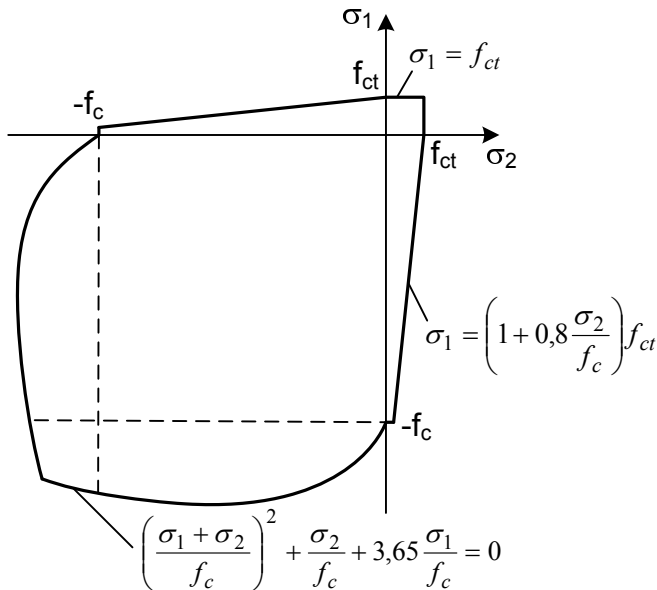


Fig. 1.6.1 – *Envoltória de ruptura bidimensional*

Para o concreto submetido a um estado triaxial de tensões (com as tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3), há vários critérios de ruptura disponíveis, como o critério de Ottosen apresentado no CEB/90 [5] e no MC-FIB 2010 [17].

O confinamento do concreto provoca um aumento na sua resistência à compressão e na deformação de ruptura, como indicado na Fig. 1.6.2.

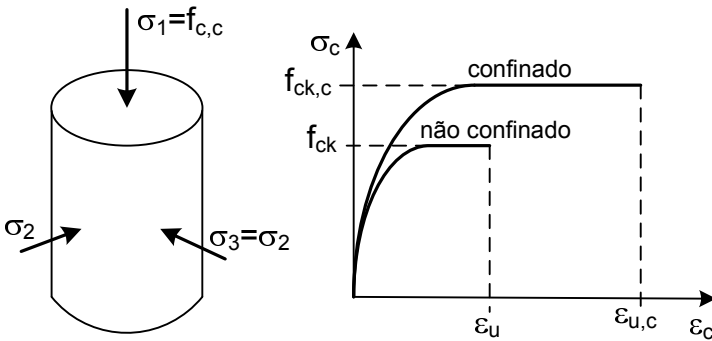


Fig. 1.6.2 – Efeito do confinamento do concreto

De acordo com o EC2 [12], a resistência à compressão do concreto confinado pode ser estimada como

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1 + 5 \sigma_2 / f_{ck} \right), \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (1.6.1)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck} \right), \text{ para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (1.6.2)$$

A deformação de ruptura $\varepsilon_{u,c}$ do concreto confinado é dada por

$$\varepsilon_{u,c} = \varepsilon_u + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (1.6.3)$$

Desse modo, o confinamento aumenta a capacidade de carga, bem como a ductilidade de uma estrutura de concreto. O confinamento pode ser obtido através de um cintamento do concreto por meio da armadura (estribos, por exemplo). O confinamento também é obtido quando uma região parcialmente carregada é envolvida por grande cobrimento de concreto, como indicado na Fig. 1.6.3.

A Fig. 1.6.3 mostra as trajetórias das tensões principais [2] no caso de uma chapa de largura a_2 e espessura b , submetida a uma carga P aplicada no trecho de largura a_1 . Observa-se que as trajetórias de compressão longitudinal se tornam verticais após o trecho de introdução de carga $l_e \cong a_2$. Abaixo da carga, as trajetórias de compressão, vistas de fora, são côncavas, o que provoca uma compressão transversal (σ_y , negativa). Essa região sob a carga fica em um estado

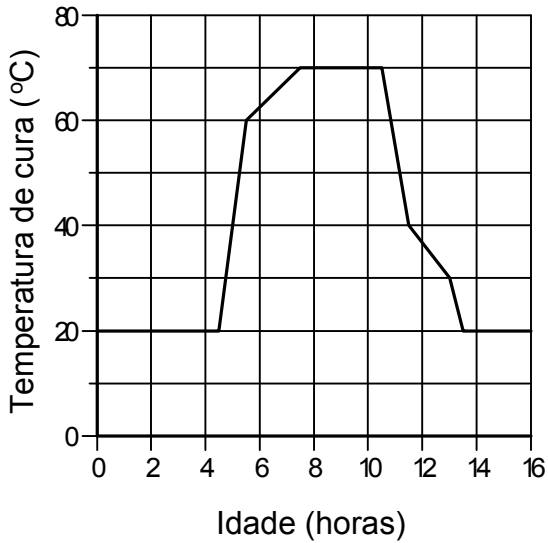


Fig. 1.7.3 - História de temperatura (cura a vapor)

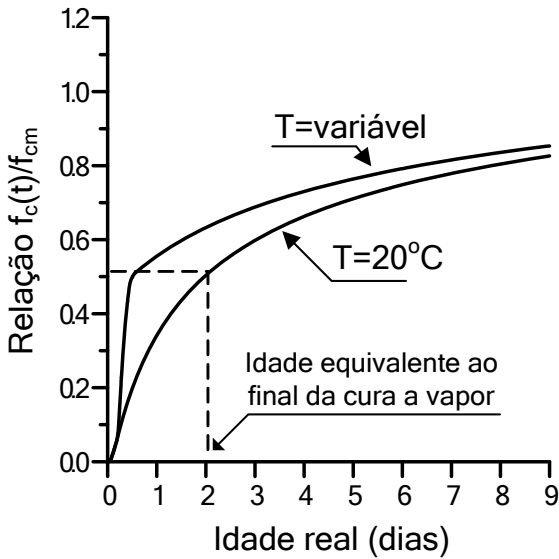


Fig. 1.7.4 - Evolução da resistência à compressão do concreto (cura a vapor)

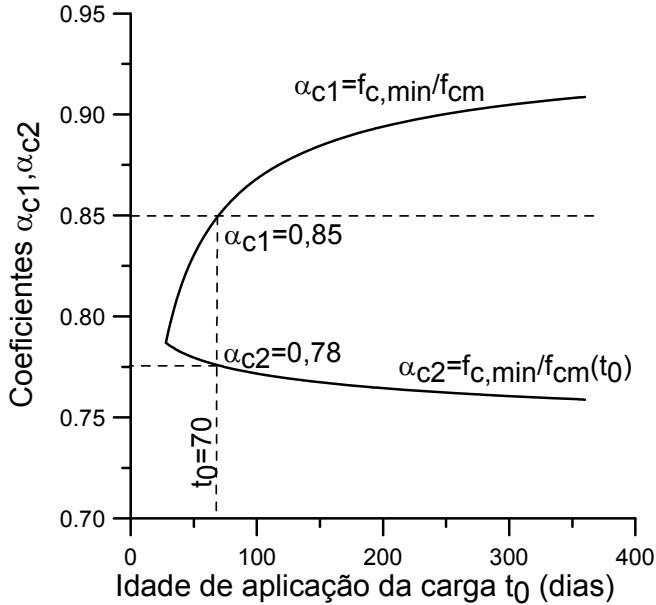


Fig. 1.8.3 – Coeficientes redutores da resistência devidos ao efeito Rüsçh

1.9 - Comportamento reológico do concreto

O comportamento reológico do concreto, isto é, sua deformabilidade dependente do tempo, tem uma considerável importância na análise estrutural. As deformações diferidas do concreto, ou seja, as deformações dependentes do tempo, são convencionalmente separadas em duas: a fluência e a retração. A fluência é o acréscimo contínuo das deformações que ocorre mesmo para uma tensão constante. A retração é a redução de volume do material na ausência de uma carga externa. Tanto a fluência quanto a retração diminuem com a redução do fator água-cimento e do consumo de cimento.

Em virtude dos efeitos do envelhecimento, a fluência do concreto depende, além da duração do carregamento, da idade de aplicação das cargas. O comportamento do material também é influenciado pela troca de água com o meio ambiente. Quanto mais seco for o meio externo, maiores serão a fluência e a retração. Uma vez que a troca de água é facilitada em um elemento estrutural esbelto, a fluên-

$$h_o = \frac{2A_c}{u} \quad (1.10.9)$$

onde A_c é a área da seção transversal do elemento e u é o perímetro em contato com a atmosfera.

A função $\beta_c(t-t_o)$, que representa o desenvolvimento da fluência com o tempo, é dada por

$$\beta_c(t-t_o) = \left(\frac{t-t_o}{\beta_H + t-t_o} \right)^{0,3} \quad (1.10.10)$$

onde

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1,2 \frac{RH}{100} \right)^{18} \right\} \frac{h_o}{100} + 250 \leq 1500 \quad (1.10.11)$$

Para levar em conta os diferentes tipos de cimento, a equação (1.10.7) deve ser avaliada com uma idade modificada $t_{o,c}$, dada por

$$t_{o,c} = t_o \left(\frac{9}{2 + t_o^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \text{ dias} \quad (1.10.12)$$

onde t_o é a idade de aplicação da carga, corrigida de acordo com a equação (1.7.3) para levar em conta os efeitos da temperatura de cura na maturidade do concreto.

O coeficiente α vale -1 para cimentos de endurecimento lento, 0 para cimentos de endurecimento normal e 1 para cimentos de alta resistência inicial. A idade corrigida, dada em (1.10.12), deve ser usada na equação (1.10.7). A duração do carregamento $t-t_o$, a ser considerada na equação (1.10.10), é o tempo real sob a carga.

Nas figuras 1.10.2 a 1.10.4, são apresentadas as variações do coeficiente de fluência com a idade para um concreto com $f_{ck} = 20$ MPa aos 28 dias de idade. Nessas figuras, admite-se que a temperatura ambiente seja igual a 20°C e que o cimento seja de endurecimento normal. Assim, não é necessário fazer nenhuma correção na idade t_o . Os gráficos são plotados somente até a idade de 2 anos.

Na Fig. 1.10.2, mostra-se o efeito da idade t_o de aplicação da carga no coeficiente de fluência. Nessa figura, foram fixados os valores $RH = 70\%$ (umidade relativa) e $h_o = 150$ mm (espessura da peça). Observa-se que, quanto mais jovem for o concreto quando da aplicação do carregamento, maior será o coeficiente final de fluência.

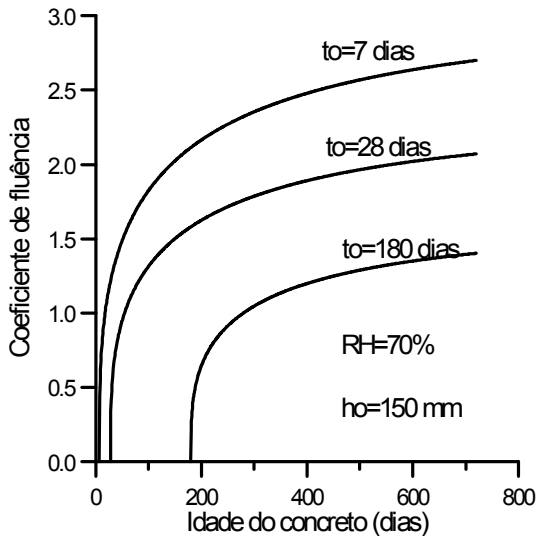


Fig. 1.10.2 - Efeito da idade de aplicação da carga no coeficiente de fluência

Na Fig. 1.10.3, indica-se a variação do coeficiente de fluência com a espessura do elemento estrutural. Nessa figura, são fixados os valores $RH = 70\%$ e $t_o = 28$ dias. Observa-se que, quanto mais esbelto for o elemento estrutural, maior será o valor do coeficiente final de fluência. Admitindo uma peça de seção quadrada, os valores $h_o = 50$ mm e $h_o = 600$ mm corresponderiam a seções de lados iguais a 10 cm e 120 cm, respectivamente. Na idade de 730 dias, o coeficiente de fluência para $h_o = 50$ mm é cerca de 60% superior ao correspondente a $h_o = 600$ mm, o que mostra a grande influência das dimensões dos elementos estruturais no valor desse coeficiente.

para o valor de 210 GPa (ver ref. [23]), neste livro considera-se sempre $E_s = 200$ GPa, como fazem todas as normas internacionais, ficando-se, ainda, a favor da segurança em relação à NBR-6118.

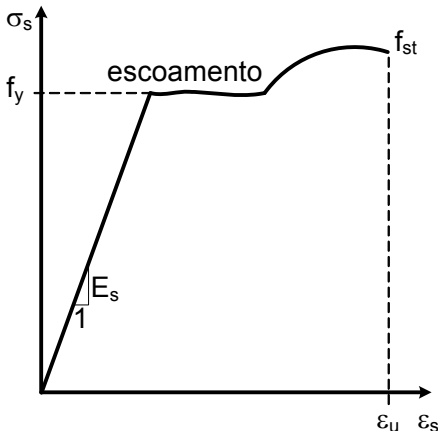


Fig. 1.12.1 - Diagrama tensão-deformação dos aços com patamar de escoamento

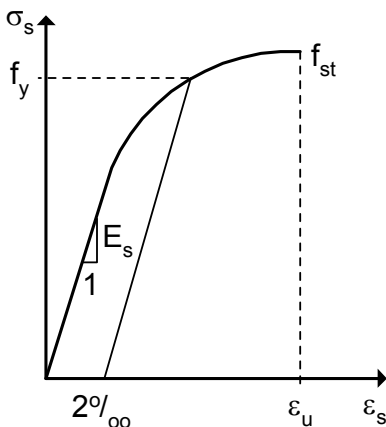


Fig. 1.12.2 - Diagrama tensão-deformação dos aços sem patamar de escoamento

Para o coeficiente de dilatação térmica dos aços, considera-se o valor $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, que é o mesmo valor adotado para o concreto.

De forma análoga ao que foi apresentado para o concreto, define-se uma tensão de escoamento característica dos aços, f_{yk} , obti-

da em um conjunto de corpos de prova submetidos à tração. Assim, os aços são classificados nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60, onde o prefixo CA indica aço para concreto armado e o número é o valor de f_{yk} expresso em kN/cm^2 .

Dessa forma, ao ser especificado o aço CA-50, significa que se trata de um aço para concreto armado cuja tensão de escoamento característica é $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$.

As barras são das categorias CA-25 e CA-50 e os fios são da categoria CA-60.

As barras podem ser lisas ou nervuradas. As barras lisas possuem baixa aderência ao concreto e são restritas à categoria CA-25. As barras da categoria CA-50 devem ser nervuradas, obrigatoriamente. A configuração geométrica das nervuras é dada na NBR-7480. Os fios da categoria CA-60 também devem ser nervurados, de acordo com a NBR-7480.

Segundo a NBR-7480, para todos os diâmetros do CA-25 e para a série fina ($\phi \leq 4,2 \text{ mm}$) do CA-60, deve-se adotar o coeficiente de conformação superficial $\eta = 1,0$. Os valores do coeficiente de conformação superficial do CA-50 e das séries média e grossa ($4,6 \leq \phi \leq 10$) do CA-60 são determinados em ensaios de laboratório, devendo atender aos seguintes valores mínimos: $\eta_{\min} = 1,0$ para $\phi < 10 \text{ mm}$; $\eta_{\min} = 1,5$ para $\phi \geq 10 \text{ mm}$. Observa-se que esses são valores mínimos exigidos pela NBR-7480 e não valores a serem considerados obrigatoriamente em projeto. Estudos experimentais indicam que ambos os aços apresentam $\eta > \eta_{\min}$ mesmo para barras e fios de menor diâmetro [46].

Além do ensaio de tração, as barras de aço devem ser submetidas ao ensaio de dobramento a 180° sem que ocorram ruptura nem fissuração na zona tracionada. O diâmetro do pino de dobramento para cada categoria é indicado na Tabela 1.12.2.

A NBR-7480 exige que as barras da categoria CA-50 e os fios CA-60 nervurados tenham marcas de laminação em relevo, identificando o fabricante, a categoria do aço e o respectivo diâmetro nominal. Por exemplo, na marca IF-50, IF é a identificação do fabricante e 50 é a categoria do aço. A identificação das barras lisas da categoria CA-25 deve ser feita por etiqueta, identificando o fabricante, a categoria do aço e o diâmetro nominal.

Capítulo 2

DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.1 – Vida útil de projeto

A consideração da durabilidade das estruturas de concreto é um dos aspectos de maior relevância dentro da filosofia das modernas normas de projeto. As exigências relativas à durabilidade estão se tornando cada vez mais rígidas, tanto na fase de projeto quanto na fase de execução da estrutura.

Essas novas exigências introduzidas nas normas decorrem, em grande parte, da falta de atenção com que muitos projetistas e construtores têm tratado esse tema. Esse descuido com a durabilidade tem contribuído para acelerar a deterioração de diversas estruturas relativamente novas. Por outro lado, o conhecimento dos diversos mecanismos de deterioração das estruturas de concreto tem levado a essa nova concepção de durabilidade introduzida nas atuais normas de projeto, dentre as quais se inclui a norma brasileira NBR-6118.

As exigências relativas à durabilidade destinam-se a garantir a conservação das características das estruturas ao longo de toda a sua vida útil. Durante esse período, não devem ser necessárias medidas extras de manutenção ou reparo das estruturas.

Assim, o termo vida útil de projeto se refere ao período de tempo em que a estrutura é capaz de desempenhar bem as funções para as quais foi projetada, sem necessidade de reparos, não se confundindo com o tempo de vida útil total. O tempo de vida útil total corresponde ao período de tempo que vai até a ruptura total ou parcial da estrutura [25].

Geralmente, a vida útil de projeto corresponde ao tempo que vai até a despassivação da armadura, momento em que se inicia o processo de corrosão. Normalmente, esse é o tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura [25]. Logo, uma das maneiras de se aumentar a vida útil de projeto é

retardar a chegada dessas frentes, o que se consegue com o aumento da espessura do cobrimento de concreto, com a redução do fator água-cimento e com o emprego de revestimentos.

Com o desenvolvimento do processo de corrosão das armaduras, podem aparecer manchas e fissuras na superfície do concreto, que evoluem até o destacamento do cobrimento com a exposição das armaduras. Esse período de tempo é denominado de vida útil de serviço ou de utilização. Finalmente, tem-se a vida útil última ou total, correspondendo à ruptura da estrutura [25]. Portanto, durante a vida útil de projeto a estrutura não deve apresentar nenhum dano que comprometa sua aparência ou seu adequado funcionamento.

Geralmente, as normas de projeto consideram uma vida útil mínima de 50 anos para as estruturas usuais dos edifícios. Para obras de maior importância, pode ser necessário estabelecer critérios correspondentes a uma vida útil maior como, por exemplo, 100 anos.

Na Tabela 2.1.1, apresentam-se os tempos de vida útil especificados pela EN 1990 [26].

Tabela 2.1.1 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

Categoria	Vida útil (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias ¹⁾
2	10 a 25	Componentes estruturais que possam ser substituídos
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas similares
1) As estruturas ou componentes estruturais que possam ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

A correta definição dos critérios para garantir adequada vida útil da estrutura, ainda na fase de projeto, é fundamental para se obter uma estrutura econômica. Quanto mais tarde forem tomadas as medidas visando à durabilidade, maior será o custo de sua implementação. Assim, o problema da durabilidade deve ser enfrentado de imediato, com o estabelecimento do tempo de vida útil no início da

Tabela 2.3.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Tipo de ambiente	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	rural submerso ¹⁾	insignificante
II	moderada	urbano	pequeno
III	forte	marinho industrial	grande
IV	muito forte	industrial ²⁾ respingos de maré	elevado
¹⁾ A NBR-6118 não faz distinção quanto ao tipo de água: doce ou água do mar. ²⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, etc.			

De acordo com a NBR-6118, “pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura)”.

Do texto acima, extraído literalmente da NBR-6118, verifica-se que para todos os elementos situados no interior dos apartamentos residenciais e dos conjuntos comerciais, a norma permite considerar a classe I, para as zonas urbanas, e a classe II, para as edificações situadas na orla marinha ou em zona industrial.

Conforme se depreende do texto extraído da NBR-6118, a norma equipara banheiros e cozinhas dos apartamentos com salas e dormitórios para a definição da classe de agressividade. Ora, banheiros e cozinhas são ambientes úmidos, muitas vezes submetidos a ciclos de molhagem e secagem. Ao contrário, as salas e os dormitórios dos apartamentos são, geralmente, ambientes secos.

A razão pela qual a NBR-6118 considera os banheiros e as cozinhas no mesmo nível de agressividade das salas e dos dormitórios não pode ser outra senão pela presença dos revestimentos cerâmicos, quase sempre existentes nos primeiros.

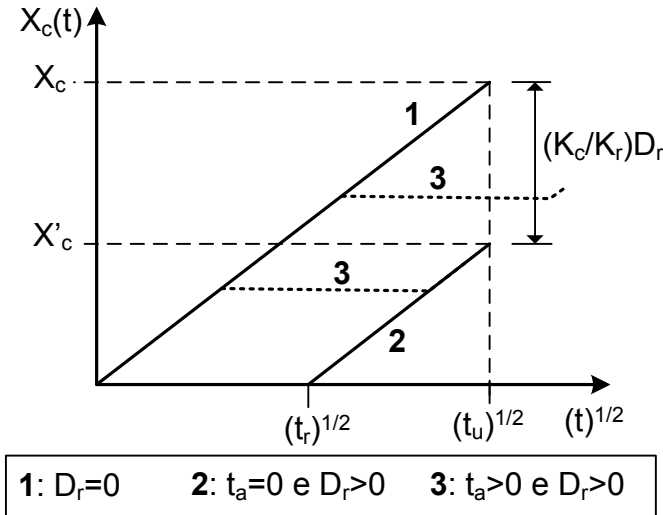


Fig. 2.5.1 – Modelo para carbonatação ou penetração de cloretos de concreto revestido

Na prática, o revestimento é aplicado em um tempo $t_a > 0$ após o endurecimento do concreto, o que pode representar dias ou até meses. Neste caso, a resposta será como indicada pelo número 3 na Fig. 2.5.1. Observa-se que o processo fica paralisado enquanto a frente não ultrapassa a espessura do revestimento. Dependendo de t_a e D_r , o processo poderá ficar interrompido até o final da vida útil.

A norma espanhola EHE-08 [37], em seu Anexo 9, apresenta tabelas que permitem determinar o fator de equivalência dos revestimentos de argamassa. Esse fator depende da qualidade da argamassa, medida através da velocidade de carbonatação ou da velocidade de penetração de cloretos em seu interior, e varia entre $\lambda = 0,5$ e $\lambda = 2$. Para efeito de cálculo, a espessura do reboco é limitada a 2,0 cm. Os valores de λ são mostrados na Fig. 2.5.2.

Alguns autores sugerem que o revestimento não seja considerado para reduzir os cobrimentos de concreto, porque não se tem garantia de que o usuário ou proprietário da obra fará sua manutenção ao longo da vida útil da edificação. Ora, a prevalecer tal suposição, seria o caso de se questionar a viabilidade técnica da alvenaria

estrutural, pois o proprietário pode, em algum momento, realizar aberturas indevidas nas paredes.

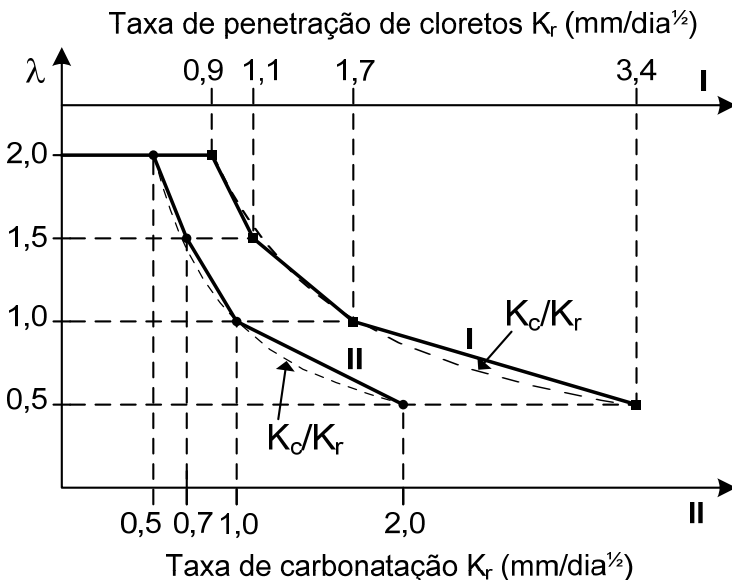


Fig. 2.5.2 – Fator de equivalência do reboco segundo a EHE-08

Do mesmo modo, seria o caso de se questionar a NBR-15200 [38], a qual permite considerar o revestimento de argamassa na redução dos cobrimentos mínimos para proteção das armaduras contra a ação do fogo.

A justificativa para não se considerar os efeitos favoráveis dos revestimentos, com base em suposta falta de manutenção, parece absurda. Basta imaginar como seriam os automóveis, por exemplo, se os seus projetos fossem baseados nessa premissa.

De fato, tais argumentos não prosperam, pois a própria NBR-6118 exige que a obra seja entregue juntamente com um manual de utilização, inspeção e manutenção. Segundo a NBR-6118, esse manual deve especificar, de forma clara e sucinta, os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva, necessários para garantir a vida útil prevista para a estrutura, conforme indicado na NBR-5674. Verifica-se, assim, que a solução do impasse é dada pela própria NBR-6118. O manual irá especificar a periodicidade da manutenção, bem como o tipo de tratamento a ser dado aos revestimentos.

Capítulo 3

FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

3.1 - Estados limites

Além dos aspectos econômicos e estéticos, uma estrutura de concreto armado deve ser projetada para atender aos seguintes requisitos de qualidade:

- 1) *segurança*: dentro de um nível de segurança preestabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas durante a sua vida útil (incluindo a fase construtiva), sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático;
- 2) *bom desempenho em serviço*: nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o seu uso ou a sua aparência, nem causar desconforto aos usuários; o grau de fissuração não deve afetar o uso ou a aparência da estrutura, nem prejudicar a proteção da armadura;
- 3) *durabilidade*: a estrutura deve se manter em bom estado de conservação sob as influências ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil.

Para certos tipos de estruturas, são fixadas condições específicas, como a exigência de resistência ao fogo, à explosão, ao impacto ou às ações sísmicas, ou exigências relativas à estanqueidade, ao isolamento térmico ou acústico. Além disso, podem ser fixadas exigências referentes ao impacto ambiental.

Quando algum dos requisitos relativos aos itens (1) e (2) não é atendido, considera-se que foi alcançado um estado limite. As exi-

A deformação máxima de tração das armaduras é igual a $10‰$. Observa-se que esse valor é bem inferior à deformação de ruptura dos aços (ver Tabela 1.12.2 do capítulo 1). Entretanto, esse limite é introduzido para evitar deformações plásticas excessivas.

Na Fig. 3.1.1, são indicados os três casos possíveis de ruptura de uma seção de concreto armado.

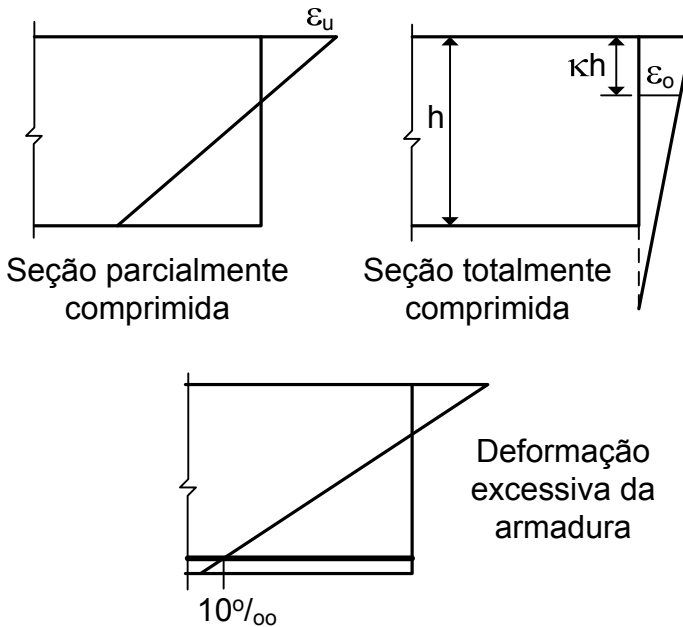


Fig. 3.1.1 - Situações de ruptura de uma seção de concreto armado (flexão simples ou composta)

A ruína por instabilidade do equilíbrio é uma situação típica dos pilares. Considere-se, por exemplo, o pilar birrotulado da Fig. 3.1.2, submetido a uma força normal de compressão P , excêntrica em relação ao seu eixo. Aumentando o valor da força de compressão, os deslocamentos transversais W do eixo do pilar crescem até que o equilíbrio torna-se instável, quando a força atinge o valor crítico P_{cr} . Isto pode ser constatado pelo crescimento acentuado dos deslocamentos, como é indicado na Fig. 3.1.2.

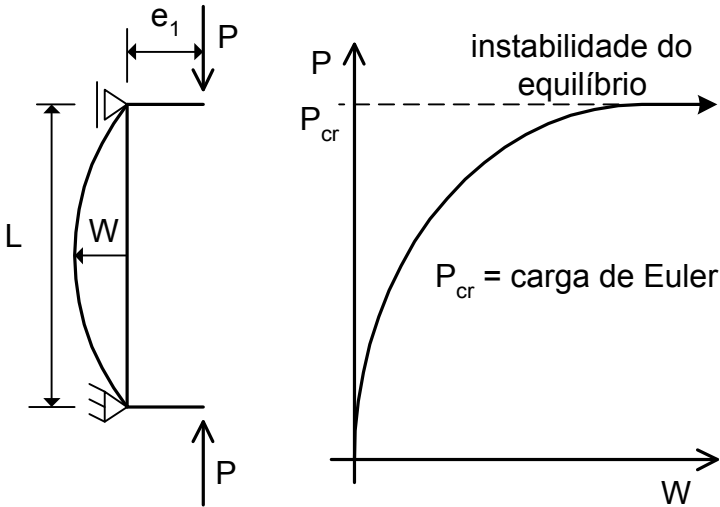


Fig. 3.1.2 - Instabilidade do equilíbrio

Para fazer uma análise correta desse elemento estrutural, é necessário considerar o equilíbrio na configuração deformada. Conforme se observa na Fig. 3.1.2, o momento fletor solicitante na configuração indeformada do pilar (barra reta) é $M = Pe_1$, onde e_1 é a excentricidade inicial da força de compressão. Na configuração deformada, o momento solicitante é $M = P(e_1 + W)$ e cresce muito rapidamente à medida que a força normal se aproxima do valor crítico. É evidente que, para um determinado valor de M , ocorrerá a ruptura da seção mais solicitada do pilar. Entretanto, a origem do estado limite último foi a instabilidade do equilíbrio. Esse problema é analisado em detalhe no Volume 3.

3.2 - As ações nas estruturas

Por definição, as ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Usualmente, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se elas fossem as próprias ações. De acordo com a NBR-8681 [41], as forças são designadas por *ações diretas* e as deformações impostas por *ações indiretas*.

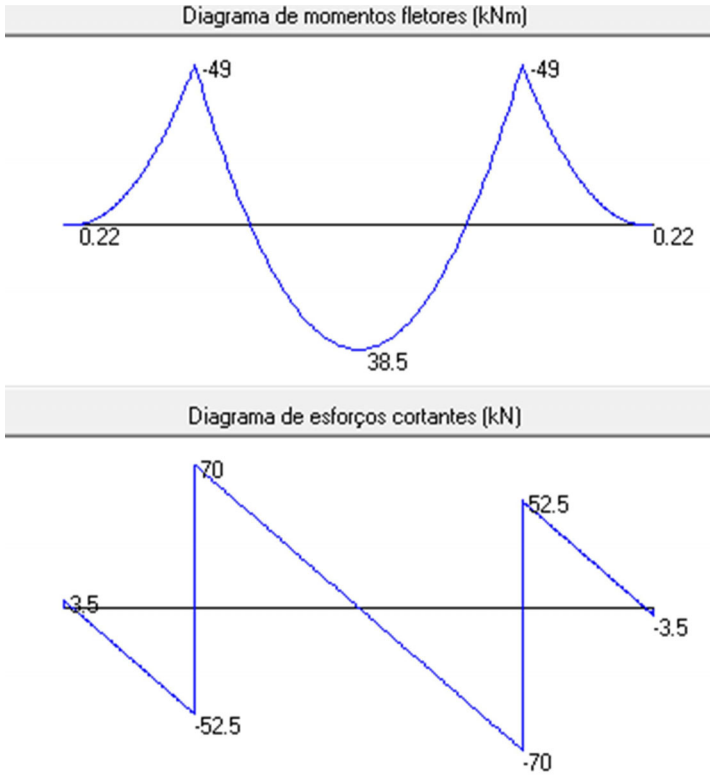


Fig. 3.3.2 – Esforços solicitantes de cálculo (carregamento normal)

Suponha-se, agora, a ocorrência da ruptura do pilar P1. Neste caso a viga ficará com um balanço de 2 m à esquerda. Se não ocorrer o colapso total da viga, ela deverá ser escorada, providenciando-se o reparo imediato do pilar P1. Como se trata de uma situação excepcional, a segurança da viga deve ser verificada com os coeficientes parciais correspondentes ao carregamento excepcional. Na Fig. 3.3.3, apresenta-se a viga com a carga de cálculo para o carregamento excepcional.

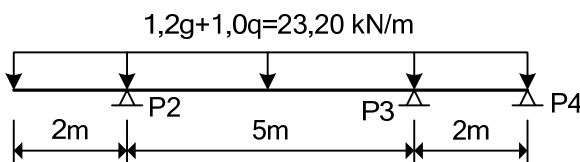


Fig. 3.3.3 - Viga sob a ação do carregamento excepcional de cálculo

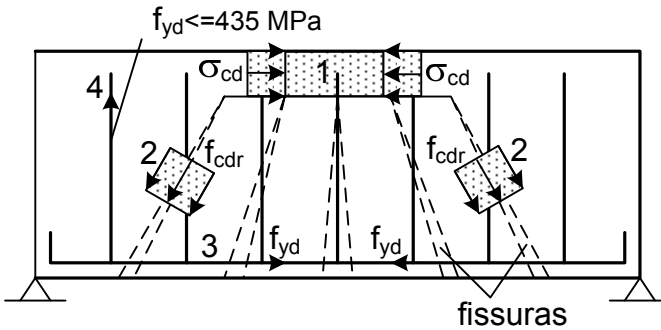
deve-se considerar uma resistência reduzida. De acordo com o CEB/90 [5], essa resistência reduzida é dada por

$$f_{cdr} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3.4.5)$$

com f_{ck} em MPa.

A resistência reduzida é utilizada, por exemplo, para verificar o esmagamento do concreto na alma fissurada de uma viga, devido ao esforço cortante.

Esses valores de resistência de cálculo dos materiais são empregados no dimensionamento dos elementos estruturais, como ilustrado na Fig. 3.4.1 para uma viga biapoada.



- 1: compressão horizontal no concreto provocada pelo momento fletor
- 2: compressão inclinada no concreto provocada pelo esforço cortante
- 3: armadura longitudinal de tração
- 4: estribos para o esforço cortante

Fig. 3.4.1 – Diferentes valores para as resistências de cálculo

Conforme é apresentado no capítulo 7, o funcionamento de uma viga fissurada de concreto armado se assemelha ao de uma treliça. Assim, ao realizar o dimensionamento ao esforço cortante, faz-se a análise de uma treliça plana equivalente, a denominada treliça de Morsch. As barras constituintes dessa treliça imaginária são posicionadas nas localizações 1, 2, 3 e 4 da Fig. 3.4.1.

Capítulo 4

FLEXÃO NORMAL SIMPLES

Dimensionamento de Seções Retangulares

4.1 - Hipóteses básicas do dimensionamento

As hipóteses básicas admitidas no dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado, submetida à flexão simples ou composta, são as seguintes:

a) Hipótese das seções planas

Admite-se que uma seção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado, que inicialmente era plana e normal a esse eixo, permaneça nessa condição após as deformações do elemento. Essa é a hipótese fundamental da teoria de flexão de barras esbeltas.

Em consequência da hipótese das seções planas, resulta uma distribuição linear das deformações normais ao longo da altura das seções transversais. Assim, a deformação em uma fibra genérica da seção é diretamente proporcional à sua distância até a linha neutra.

b) Aderência perfeita

Admite-se a existência de uma aderência perfeita entre o concreto e o aço, ou seja, nenhum escorregamento da armadura é considerado. Com isso, as armaduras vão estar sujeitas às mesmas deformações do concreto que as envolve. Logo, a deformação em um ponto da seção transversal será calculada de acordo com a hipótese a), independentemente de este ponto corresponder ao aço ou ao concreto.

c) Concreto em tração

Despreza-se totalmente a resistência à tração do concreto. Desse modo, todo o esforço de tração é resistido pelas armaduras.

Essa hipótese é perfeitamente justificada em vista da baixa resistência à tração do concreto. De fato, o concreto tracionado só é

importante nas condições de serviço da estrutura. No estado limite último, para o qual se faz o dimensionamento, o concreto tracionado dá uma colaboração muito pequena para a resistência.

4.2 - Diagramas tensão-deformação dos materiais

a) Concreto em compressão

Conforme foi mostrado no capítulo 1, o diagrama tensão-deformação do concreto, obtido em um ensaio de compressão simples, é não linear desde o início do carregamento. De acordo com a NBR-6118/2014, para efeito de dimensionamento pode-se adotar o diagrama indicado na Fig. 4.2.1, o qual é derivado do clássico diagrama parábola-retângulo.

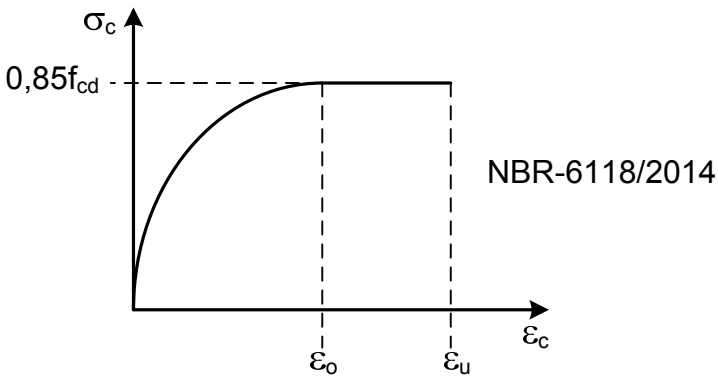


Fig. 4.2.1 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo (conforme a NBR-6118/2014)

O diagrama tensão-deformação é descrito pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (4.2.1)$$

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (4.2.2)$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u \quad (4.2.3)$$

plo, quando utilizado para o dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado. Uma vez que, nesse problema, as armaduras são muito dependentes dos deslocamentos do eixo do pilar, resulta que um pilar com $f_{ck} > 50$ MPa pode exigir mais armadura do que um pilar com $f_{ck} = 50$ MPa. Ou seja, não adianta aumentar a resistência à compressão do concreto além de $f_{ck} = 50$ MPa para reduzir as áreas de aço obtidas no dimensionamento. Por isso, esse diagrama parábola-retângulo tem seu uso restrito ao dimensionamento de seções transversais, não devendo ser empregado para o cálculo de deformações.

No capítulo 9 do Volume 3, apresentam-se as alterações necessárias para eliminar essa inconsistência, possibilitando que o diagrama parábola-retângulo modificado possa ser utilizado para o cálculo das deformações da estrutura.

Na atual versão da NBR-6118/2023 [8], a tensão de pico do diagrama parábola-retângulo foi reduzida por um coeficiente η_c , denominado fator de fragilidade, mantendo-se inalteradas as expressões das deformações ε_o e ε_u [equações (4.2.4) a (4.2.7)] e do expoente n [equações (4.2.8) e (4.2.9)]. O novo diagrama parábola-retângulo é mostrado na Fig. 4.2.4.

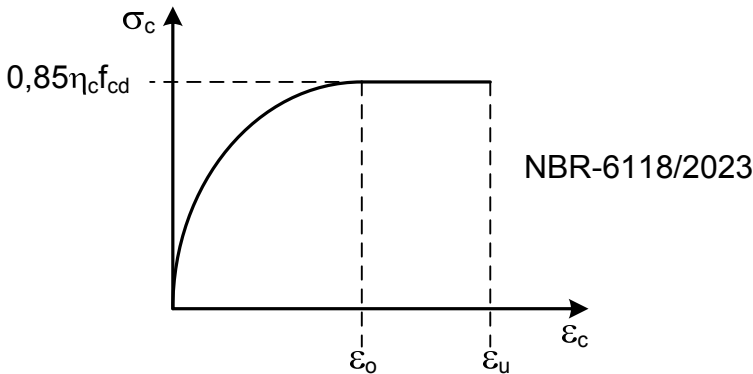


Fig. 4.2.4 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo (conforme a NBR-6118/2023)

O fator de fragilidade é dado por

$$\eta_c = 1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa ;}$$

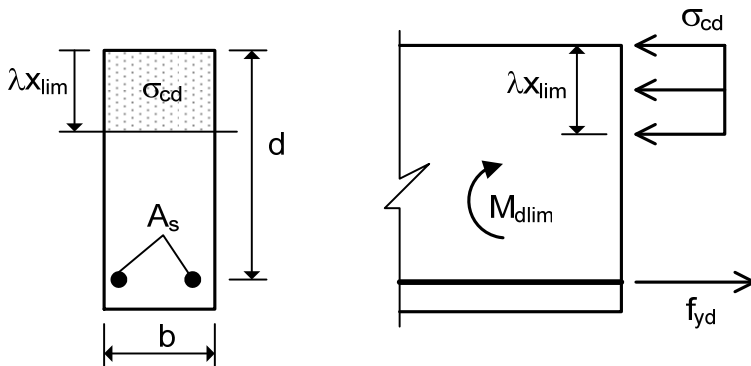


Fig. 4.5.3 - Tensões na seção transversal quando $x = x_{lim}$

Na Fig. 4.5.4, são apresentados o momento sollicitante M_{dlim} , a resultante de compressão no concreto, R_{cclim} , e a força de tração na armadura, $R_{sd} = A_s f_{yd}$.

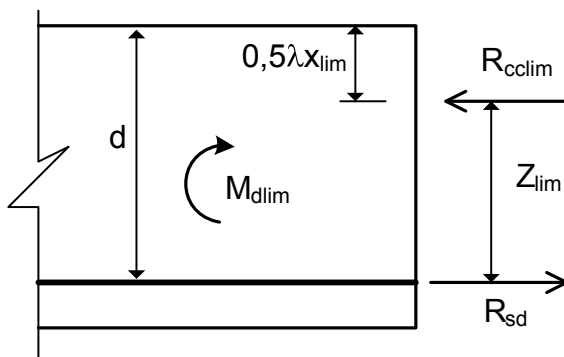


Fig. 4.5.4 - Momento sollicitante e resultantes das tensões na situação limite $x = x_{lim}$

De acordo com a Fig. 4.5.3, verifica-se que a resultante de compressão no concreto é dada por

$$R_{cclim} = \lambda b x_{lim} \sigma_{cd} \quad (4.5.8)$$

Essa resultante atua no centroide da área comprimida pelo bloco retangular. Assim, o braço de alavanca Z_{lim} é dado por

$$Z_{\text{lim}} = d - 0,5\lambda x_{\text{lim}} \quad (4.5.9)$$

Aplicando a equação de equilíbrio de momentos, tem-se que

$$M_{d \text{ lim}} = R_{cc \text{ lim}} Z_{\text{lim}} \quad (4.5.10)$$

Introduzindo as expressões de $R_{cc \text{ lim}}$ e de Z_{lim} , resulta o momento limite

$$M_{d \text{ lim}} = \lambda b x_{\text{lim}} (d - 0,5\lambda x_{\text{lim}}) \sigma_{cd} \quad (4.5.11)$$

Definindo o momento limite reduzido

$$\mu_{\text{lim}} = \frac{M_{d \text{ lim}}}{bd^2 \sigma_{cd}} \quad (4.5.12)$$

e lembrando que $x_{\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} d$, chega-se a

$$\mu_{\text{lim}} = \lambda \xi_{\text{lim}} (1 - 0,5\lambda \xi_{\text{lim}}) \quad (4.5.13)$$

A expressão (4.5.13) fornece o momento limite adimensional, o qual depende do concreto utilizado e do coeficiente de redistribuição de esforços β (já que ξ_{lim} depende de β). Se for empregada a análise linear sem redistribuição, como é usual, $\beta = 1$.

Na Tabela 4.5.1, encontram-se os valores de ξ_{lim} e μ_{lim} para as diversas classes de resistência do concreto. Esses valores são válidos para análise linear sem redistribuição de esforços.

Tabela 4.5.1 - Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}
(para análise linear sem redistribuição de esforços)

Classe	até C50	C55	C60	C70	C80	C90
ξ_{lim}	0,45	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
μ_{lim}	0,2952	0,2376	0,2344	0,2280	0,2215	0,2149

Assim, o dimensionamento à flexão normal simples é feito de acordo com o seguinte critério:

- dado o momento fletor solicitante M_d , calcula-se o momento solicitante reduzido

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} \quad (4.5.14)$$

- se $\mu \leq \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura simples;
- se $\mu > \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura dupla.

Observações:

1. Para empregar a NBR-6118/2023 (modelo errado), basta considerar $\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_c f_{cd}$. Os valores de ξ_{lim} e μ_{lim} não se alteram.
2. Para empregar o modelo do projeto do novo EC2, considera-se $\sigma_{cd} = 0,85 \eta_c f_{cd}$. Como $\lambda = 0,8$, resulta $\mu_{lim} = 0,2952$, se $f_{ck} \leq 50$ MPa, e $\mu_{lim} = 0,2408$ para $f_{ck} > 50$ MPa. Admitem-se os mesmos valores de ξ_{lim} da Tabela 4.5.1.

4.6 - Dimensionamento de seções retangulares com armadura simples

Na Fig. 4.6.1, representa-se uma seção retangular de concreto armado com armadura simples. O momento fletor solicitante de cálculo é M_d e A_s é a área da seção da armadura tracionada. As demais variáveis são as mesmas definidas anteriormente.

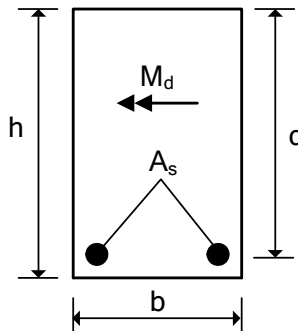


Fig. 4.6.1 - Seção retangular com armadura simples

Na Fig. 4.6.2, são indicados os diagramas de deformações, as tensões e as resultantes das tensões na seção transversal.

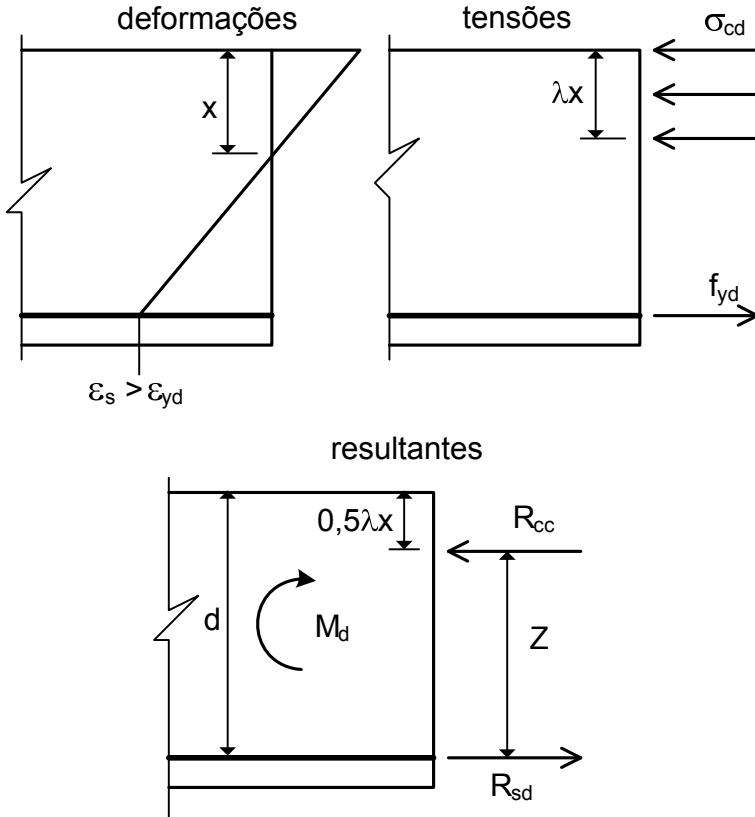


Fig. 4.6.2 - Deformações, tensões e resultantes das tensões na seção transversal

Conforme se observa, a deformação da armadura é $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$, já que o dimensionamento está sendo feito nos domínios 2 e 3 (a seção é subarmada ou normalmente armada). Além disso, a profundidade da linha neutra é representada genericamente por x (já que, em geral, $M_d \neq M_{d \text{ lim}}$).

A resultante de compressão no concreto, R_{cc} , é dada por

$$R_{cc} = \lambda b x \sigma_{cd} \quad (4.6.1)$$

e o braço de alavanca é

$$Z = d - 0,5\lambda x \quad (4.6.2)$$

2) Cálculo de acordo com a NBR-6118/2023:

$$\eta_c = (40/70)^{1/3} = 0,83$$

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_c f_{cd} = 0,77 \times 0,83 \times 50 = 32,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 3,20 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} = \frac{9800}{15 \times 36^2 \times 3,20} = 0,16$$

$$(\mu \leq \mu_{\text{lim}} \Rightarrow 0,2280 \text{ armadura simples})$$

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16}}{0,75} = 0,23$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,75 \times 0,23 \times 15 \times 36 \times \frac{3,20}{43,48} = 6,86 \text{ cm}^2$$

3) Cálculo de acordo com o projeto do novo EC2:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \eta_c f_{cd} = 0,85 \times 0,83 \times 50 = 35,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 3,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} = \frac{9800}{15 \times 36^2 \times 3,53} = 0,14$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\mu \leq \mu_{\text{lim}} = 0,2408 \text{ (da equação (4.5.13))} \Rightarrow \text{armadura simples}$$

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14}}{0,80} = 0,19$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,80 \times 0,19 \times 15 \times 36 \times \frac{3,53}{43,48} = 6,66 \text{ cm}^2$$

Capítulo 5

FLEXÃO NORMAL SIMPLES Dimensionamento de Seções T

5.1 - Geometria da seção transversal

Apesar de não serem tão usuais como as seções retangulares, as seções em forma de T são bastante empregadas em pontes, em vigas pré-moldadas e mesmo nas estruturas de edifícios compostas por lajes maciças e vigas. Nestes casos, as dimensões da mesa da seção transversal são determinadas de acordo com as considerações da NBR-6118, apresentadas ao final deste capítulo.

Na Fig. 5.1.1, representa-se uma seção T submetida ao momento fletor de cálculo M_d .

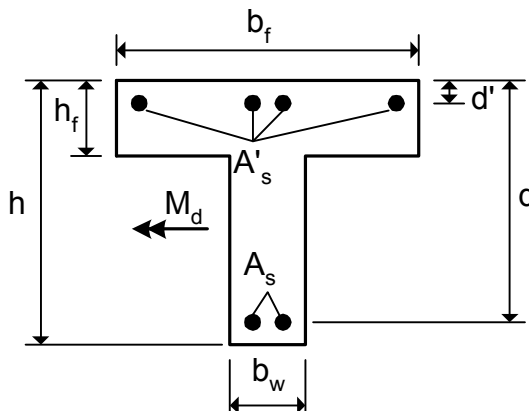


Fig. 5.1.1 - Geometria da seção T

De acordo com a Fig. 5.1.1, são definidas as seguintes variáveis:

b_w = largura da nervura;

- b_f = largura da mesa;
 h = altura total da seção;
 h_f = espessura da mesa;
 d = altura útil da seção;
 A_s = área da armadura tracionada;
 A'_s = área da armadura comprimida;
 d' = distância do centroide de A'_s até a borda comprimida.

Deve ser salientado que a seção da Fig. 5.1.1 só funcionará como uma seção T se o momento fletor solicitante for positivo (comprimindo a mesa e tracionando a nervura). Se o momento for negativo, a mesa estará tracionada e, neste caso, o que se tem é uma seção retangular de largura b_w e altura h .

As hipóteses do dimensionamento das seções T são as mesmas já discutidas no capítulo 4. Assim, dadas as dimensões da seção transversal, o dimensionamento, isto é, o cálculo das áreas de aço, é feito de maneira análoga ao apresentado para as seções retangulares. Logo, antes de tudo, é necessário determinar o momento limite, $M_{d\text{ lim}}$, entre as soluções com armadura simples e com armadura dupla.

5.2 - Determinação do momento limite

Conforme foi mostrado no capítulo 4, o momento limite, entre as soluções com armadura simples e com armadura dupla, é obtido considerando a profundidade da linha neutra $x_{\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} d$, onde

$$\xi_{\text{lim}} = 0,45 \text{ , se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.2.1)$$

$$\xi_{\text{lim}} = 0,35 \text{ , se } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Se for realizada redistribuição de esforços, devem-se considerar os valores de ξ_{lim} indicados nas equações (4.5.6) e (4.5.7) do capítulo 4.

Utilizando o diagrama retangular para o concreto, a seção estará comprimida desde a borda superior até uma profundidade igual a

5.3 - Dimensionamento com armadura simples

O primeiro passo do dimensionamento com armadura simples consiste em verificar se a mesa sozinha é capaz de absorver o momento fletor solicitante de cálculo. Para isto, é necessário determinar o momento fletor resistente de cálculo que corresponde à situação indicada na Fig. 5.3.1.

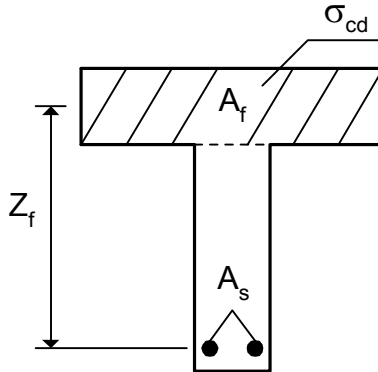


Fig. 5.3.1 - Mesa comprimida com tensão σ_{cd}

Conforme se observa na Fig. 5.3.1, o momento resistido pela mesa, M_{df} , é dado por

$$M_{df} = A_f Z_f \sigma_{cd} \quad (5.3.1)$$

Substituindo as expressões de A_f e Z_f dadas nas equações (5.2.4) e (5.2.6), resulta

$$M_{df} = \mu_f b_f d^2 \sigma_{cd} \quad (5.3.2)$$

onde

$$\mu_f = \beta_f (1 - 0,5 \beta_f) \quad (5.3.3)$$

Logo, se $\mu \leq \mu_f$, significa que a mesa sozinha é capaz de absorver o momento fletor solicitante de cálculo. Se $\mu > \mu_f$, torna-se necessária a colaboração de parte da nervura.

pela laje do piso, tem-se uma distribuição variável das tensões de compressão na mesa, como está indicado na Fig. 5.7.3.

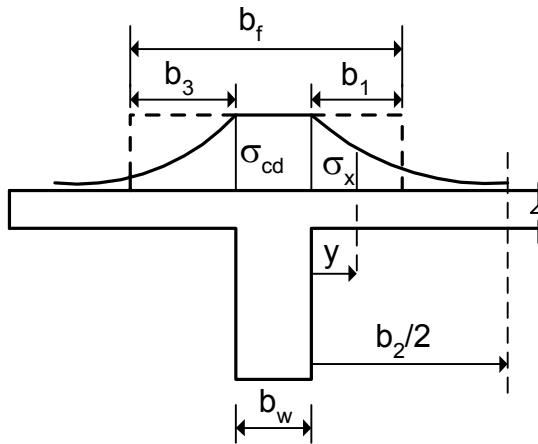


Fig. 5.7.3 - Variação das tensões de compressão na mesa

Conforme se observa, a tensão de compressão é máxima na nervura, onde ela alcança o valor de cálculo σ_{cd} . Em seguida, a tensão sofre uma redução, valendo σ_x a uma distância y da face da nervura. Uma vez que o dimensionamento da seção é feito com a tensão máxima σ_{cd} , torna-se necessário definir a largura efetiva da mesa, b_f , de tal forma que a resultante das tensões de compressão seja igual ao valor obtido considerando as variações de σ_x . Para que isto ocorra, é necessário que

$$b_1 = \frac{1}{\sigma_{cd}} \int_0^{b_2/2} \sigma_x d_y \quad (5.7.1)$$

onde b_2 é a distância entre as faces de duas nervuras sucessivas.

A integral dada em (5.7.1) é feita apenas até uma distância $b_2/2$, para que uma mesma parte da laje não seja considerada para duas nervuras distintas.

De modo análogo, pode-se obter a dimensão b_3 e a largura efetiva da mesa será dada por

Capítulo 6

FLEXÃO NORMAL SIMPLES

Verificação da Capacidade Resistente

6.1 - Definição do problema

Os capítulos 4 e 5 foram dedicados ao dimensionamento de seções de concreto armado submetidas à flexão normal simples. Conforme foi apresentado, o dimensionamento consiste em determinar as dimensões da seção transversal e as armaduras necessárias para garantir o equilíbrio no estado limite último (definido através dos domínios de dimensionamento).

Na realidade, ao enfrentar esse problema procura-se, de início, fazer um pré-dimensionamento da seção de concreto. Assim, conhecidas as dimensões da seção, o que se faz é calcular as áreas das armaduras para um momento fletor solicitante de cálculo M_d . A segurança global obtida nesse processo é dada pela combinação dos coeficientes parciais γ_f , γ_c e γ_s .

O dimensionamento constitui o trabalho diário dos projetistas das estruturas de concreto armado. Entretanto, em muitas situações, há a necessidade de resolver um outro tipo de problema: a verificação da capacidade resistente.

O problema da verificação da capacidade resistente na flexão normal simples pode ser colocado da seguinte forma: “dada uma seção transversal de concreto armado com todas as dimensões e as armaduras conhecidas, procura-se o momento fletor que leva a seção à ruína”. Esse problema surge, por exemplo, em reformas e ampliações, quando se pretende mudar as condições de carregamento de vigas e lajes. Interessa saber se a viga já construída resistirá às novas cargas decorrentes da ampliação.

A princípio, pode-se pensar em realizar um dimensionamento da seção transversal da viga (com o momento fletor devido ao novo carregamento) e comparar as armaduras calculadas com as armaduras

existentes na seção. Entretanto, pode ocorrer que a viga tenha sido projetada com critérios diferentes daqueles apresentados nos capítulos 4 e 5. Por exemplo, a viga pode possuir armadura simétrica ($A_s = A'_s$). Um dimensionamento com o novo momento fletor levará sempre a uma armadura assimétrica (conforme os capítulos 4 e 5) e a questão poderá permanecer sem resposta.

Suponha uma viga de seção retangular com $b = 15$ cm, $h = 40$ cm, $A_s = A'_s = 6,03$ cm² (3 barras de 16 mm em cada face), aço CA-50 e concreto com $f_{ck} = 20$ MPa. O dimensionamento realizado para o novo carregamento indicou as áreas de aço $A_s = 6,52$ cm² e $A'_s = 1,15$ cm². A viga resiste ou não resiste ao novo carregamento? A resposta não pode ser dada apenas comparando-se as armaduras. É necessário determinar o momento fletor de ruína da seção com $A_s = A'_s = 6,03$ cm² e compará-lo com o novo momento fletor solicitante.

Esse mesmo problema surge nos casos de revisão de projetos. Considere-se, por exemplo, a ocorrência da ruína da viga anterior (com $A_s = A'_s = 6,03$ cm²). O projetista, chamado para revisar o projeto estrutural, refez os cálculos e chegou à solução $A_s = 6,52$ cm² e $A'_s = 1,15$ cm². Baseando-se apenas nesses resultados, ele não pode concluir que a ruína ocorreu devido a um dimensionamento “errado”. De fato, neste exemplo, as duas seções apresentam a mesma capacidade resistente e a ruína da viga ocorreu por outro motivo.

De um modo geral, o momento de ruína não pode ser obtido de maneira explícita, mesmo para as seções retangulares. Normalmente, deve-se empregar um processo iterativo para encontrar a posição da linha neutra e, em seguida, calcular o momento de ruína. Entretanto, em alguns casos particulares pode-se obter o momento de ruína diretamente, conforme se apresenta a seguir.

6.2 - Seção retangular com armadura simples

Na Fig. 6.2.1, indica-se uma seção retangular submetida à flexão normal simples. As dimensões b e h da seção, a altura útil d e a área A_s da armadura tracionada são conhecidas.

Capítulo 7

ESFORÇO CORTANTE

7.1 - Introdução

Considere-se a viga biapoiada da Fig. 7.1.1, submetida a duas cargas concentradas iguais e equidistantes dos apoios. Na mesma figura estão indicados os diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes na viga.

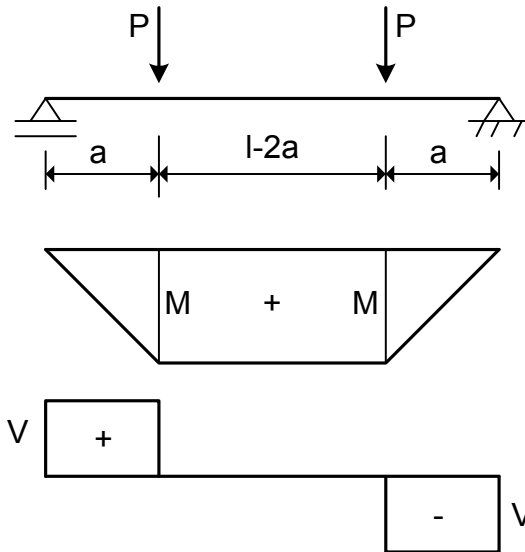


Fig. 7.1.1 - Carregamento e esforços solicitantes

No trecho entre as cargas, o único esforço solicitante é o momento fletor M , enquanto nos trechos de comprimento a atuam o momento fletor e o esforço cortante V .

Na Fig. 7.1.2, estão indicadas as componentes das tensões em um elemento infinitesimal localizado entre as duas cargas.

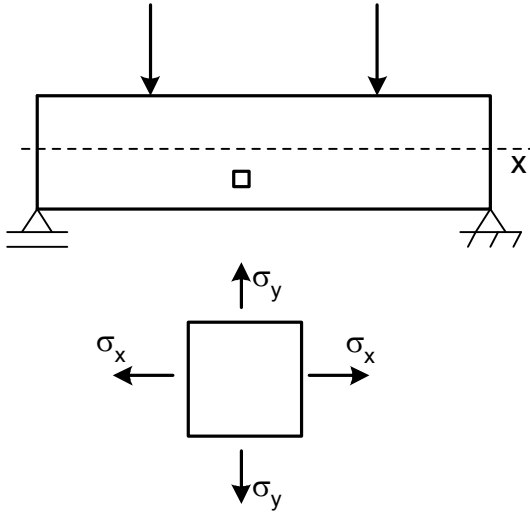


Fig. 7.1.2 - Tensões no trecho entre as cargas

A tensão normal σ_x é obtida em função do momento fletor, da forma usual. Abaixo da linha neutra, σ_x é positiva (tensão de tração) e acima da linha neutra ela é negativa (compressão). A componente σ_y é desprezada na teoria de vigas esbeltas.

Logo, σ_x é a própria tensão principal na direção do eixo da viga. Assim, no trecho entre as cargas, as trajetórias das tensões principais são paralelas ao eixo da viga.

Nos trechos onde há esforço cortante, surgem tensões de cisalhamento $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, conforme é indicado na Fig. 7.1.3. As componentes das tensões, σ_x e τ_{xy} , são obtidas em função do momento fletor e do esforço cortante com as fórmulas clássicas da Resistência dos Materiais.

As tensões principais σ_1 e σ_2 estão inclinadas em relação ao eixo da viga. Na altura da linha neutra, o ângulo de inclinação θ é igual a 45° .

Enquanto não aparecer a primeira fissura, a viga se encontra no Estádio I e a análise pode ser feita com as fórmulas clássicas da Resistência dos Materiais. Quando a tensão principal de tração σ_1

atinge a resistência à tração do concreto, surge uma fissura inclinada e a viga entra no Estádio II. No estado fissurado, não mais se aplicam as fórmulas mencionadas.

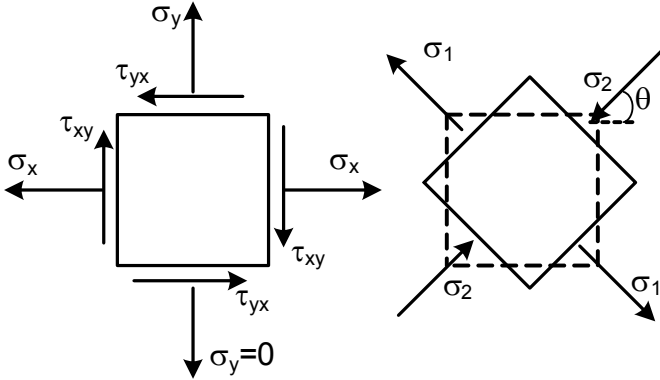


Fig. 7.1.3 - Tensões normais e de cisalhamento

Na Fig. 7.1.4, indicam-se as trajetórias das tensões principais e as orientações das fissuras ao longo do eixo da viga.

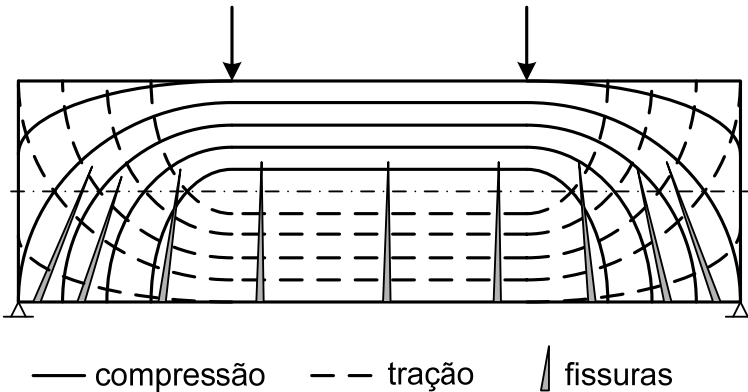


Fig. 7.1.4 – Trajetórias das tensões principais e orientação das fissuras em uma viga fletida

Excluindo-se fatores de natureza aleatória, pode-se dizer que as fissuras são perpendiculares à direção das tensões principais de tração σ_1 . Assim, no trecho entre as cargas as fissuras são verticais,

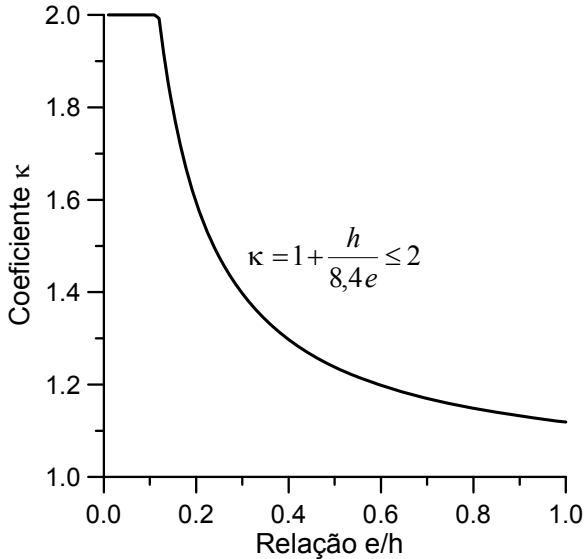


Fig. 7.3.5 – Coeficiente de majoração da contribuição do concreto na flexo-compressão

Assim, o dimensionamento ao esforço cortante consiste na limitação da tensão de compressão inclinada no concreto (através da equação (7.2.12)) e no cálculo das armaduras transversais (com a equação (7.3.4) ou (7.3.5)).

A armadura transversal pode ser constituída por estribos inclinados, estribos verticais ou estribos e barras dobradas. Os estribos inclinados reduzem a compressão na biela de concreto, mas acarretam dificuldades construtivas associadas à necessidade de um rigoroso controle para evitar a inversão do sentido de inclinação dos mesmos.

O uso de barras dobradas (cavaletes) apresenta inconvenientes relacionados à concentração de tensões e à possibilidade de fendilhamento do concreto, além de exigir maior mão de obra. Segundo a NBR-6118, as barras dobradas não podem resistir mais que 60% do esforço cortante de cálculo (os 40% restantes devem ser resistidos por estribos). Além disso, as barras dobradas devem ser dimensionadas considerando apenas 70% do valor de cálculo da tensão de escoamento do aço. Dessa forma, nas construções usuais, a armadura transversal das vigas é constituída, quase que exclusivamente, por estribos verticais.

Observa-se que, nesse caso geral, não é possível particularizar as equações em função da tensão convencional de cisalhamento τ_{wd} , como foi feito para a flexão simples. Pode ser necessário analisar vários segmentos ao longo do eixo da peça para determinar as armaduras de costura. A precisão aumenta com a redução do comprimento Δx do segmento considerado.

7.10 – Esforço longitudinal em juntas de concretagem

Quando partes da estrutura são concretadas em datas diferentes, devem-se verificar as tensões de cisalhamento que surgem nas juntas de concretagem. Os modelos de verificação e dimensionamento das armaduras podem ser extraídos do EC2 [12], ACI [13] ou MC-FIB [17]. A seguir, apresenta-se o modelo do EC2, particularizado para o caso frequente em que a nervura e a mesa de uma viga T são concretadas em idades diferentes, havendo uma junta entre as mesmas. A situação é ilustrada na Fig. 7.10.1.

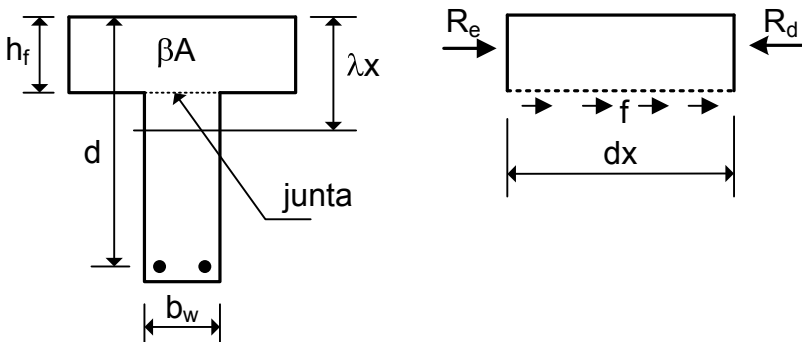


Fig. 7.10.1 – Junta de concretagem entre a mesa e a nervura

A seção transversal está submetida ao momento fletor de cálculo M_d e ao esforço cortante de cálculo V_d . Do dimensionamento à flexão simples, obtêm-se a profundidade da linha neutra x e a resultante de compressão $R_{cc} = A\sigma_{cd}$. Se $\lambda x > h_f$, parte da nervura está comprimida e a força de compressão na mesa é $R_e = \beta R_{cc}$, onde β é a relação entre a área da mesa e a área total comprimida

Capítulo 8

ANCORAGEM E EMENDAS DAS BARRAS DA ARMADURA

8.1 - Ancoragem por aderência

A ancoragem das barras da armadura pode ser feita por aderência ou por dispositivos especiais, como placas de ancoragem. As ancoragens por aderência são mais baratas e por isso são sempre usadas, quando se dispõe de um comprimento necessário para as mesmas.

Na Fig. 8.1.1, representa-se uma barra de aço solidária a um bloco de concreto e submetida a uma força de tração de cálculo R_{sd} . Devido à aderência entre o concreto e o aço, surgem tensões tangenciais τ_b na interface entre os dois materiais. Dessa maneira, a força de tração na barra de aço é transferida ao concreto ao longo do comprimento l_b .

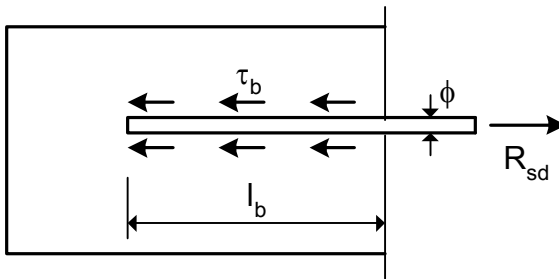


Fig. 8.1.1 - Tensões de aderência

As tensões de aderência τ_b são variáveis ao longo do comprimento de ancoragem l_b . Entretanto, para efeito de projeto é suficiente considerar o valor médio de cálculo f_{bd} .

$$\sigma_t = \frac{p\phi}{2c} \quad (8.1.7)$$

e substituindo a equação (8.1.6), resulta

$$\sigma_t = \frac{\phi f_{bd} \operatorname{tg} \theta}{2c} \quad (8.1.8)$$

Se o cobrimento c for pequeno, as tensões σ_t podem superar a resistência à tração do concreto, surgindo as fissuras radiais mostradas na Fig. 8.1.4.

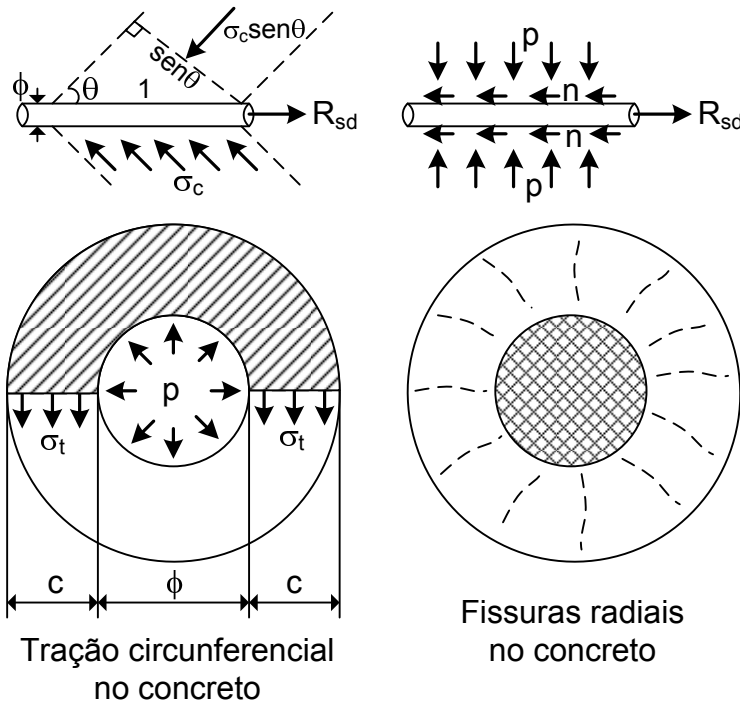


Fig. 8.1.4 – Bielas de compressão ancorando a barra de aço e fissuração do concreto na região da ancoragem

Impondo a restrição $\sigma_t \leq f_{ctd}$, onde f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto, obtém-se o cobrimento mínimo para não ocorrer fissuração

Além das tensões de compressão σ_{cb} no plano do gancho, surgem tensões transversais de tração que podem provocar o fendilhamento do concreto.

Observa-se que a tensão no concreto na região do gancho é tanto menor quanto maior for o raio de dobramento. Assim, para manter o mesmo nível de tensão no concreto, o raio de dobramento deverá ser função do diâmetro da barra e da categoria do aço (expressa na tensão σ_{sd}).

Segundo a NBR-6118, os ganchos das extremidades das barras da armadura longitudinal de tração podem ser semicirculares (Tipo 1), em ângulo de 45° (Tipo 2) ou em ângulo reto (Tipo 3). As extremidades retas desses ganchos devem ter os comprimentos mínimos indicados na Fig.8.5.2. Para as barras lisas, os ganchos deverão ser sempre semicirculares.

Nos ganchos dos estribos, os comprimentos mínimos são de $5\phi \geq 5$ cm para o Tipo 1 e o Tipo 2 e de $10\phi \geq 7$ cm para o Tipo 3. Este último tipo de gancho não deve ser utilizado para estribos de barras lisas. Deve-se dar preferência para o Tipo 2, posicionando-se a ponta para o interior do elemento estrutural (NBR-6118/2023).

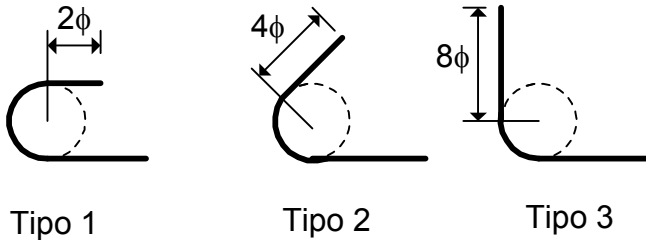


Fig. 8.5.2 - Tipos de ganchos

Os diâmetros mínimos de dobramento dos ganchos e estribos exigidos pela NBR-6118 são indicados na Tabela 8.5.1.

Tabela 8.5.1 - Diâmetros mínimos de dobramento (ganchos e estribos)

Bitola	CA-25	CA-50	CA-60
$\phi < 20$	4ϕ	5ϕ	6ϕ
$\phi \geq 20$	5ϕ	8ϕ	

Para estribos de bitola não superior a 10, o diâmetro mínimo de dobramento é igual a 3ϕ .

As barras lisas tracionadas devem ser ancoradas com gancho, obrigatoriamente. Porém, as barras que forem sempre comprimidas devem ser ancoradas apenas com ancoragens retilíneas, pois os ganchos aumentam o risco de fendilhamento na extremidade da barra. Nas barras sujeitas a esforços alternados de tração e de compressão, deve-se fazer a ancoragem sem ganchos. Não é recomendado o emprego de gancho para barras de $\phi > 32$ mm.

Para levar em conta o efeito favorável do gancho, o comprimento de ancoragem pode ser reduzido em relação à ancoragem reta, como indicado na Fig. 8.5.3.

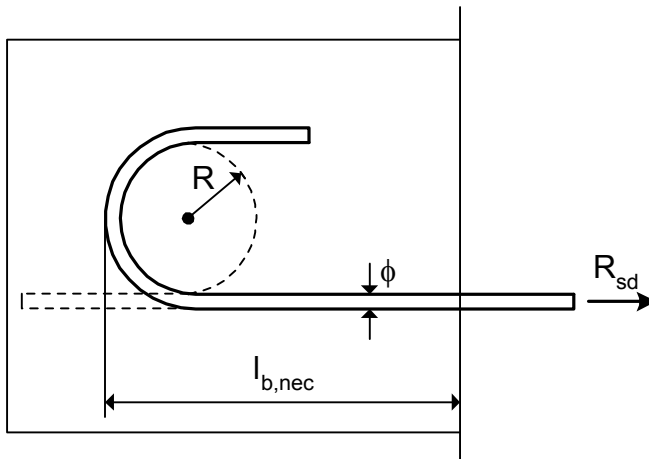


Fig. 8.5.3 - Ancoragem de barras tracionadas com ganchos

Segundo a NBR-6118, o comprimento do trecho reto da ancoragem com gancho, $l_{b,nec}$, é dado por

$$l_{b,nec} = \alpha_1 l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min} \quad (8.5.2)$$

O coeficiente α_1 tem os seguinte valores:

$\alpha_1 = 0,7$ se o cobrimento de concreto na direção normal ao plano do gancho for maior ou igual a 3ϕ ;

Na Fig. 8.9.4, indicam-se as disposições das armaduras transversais nas emendas por traspasse.

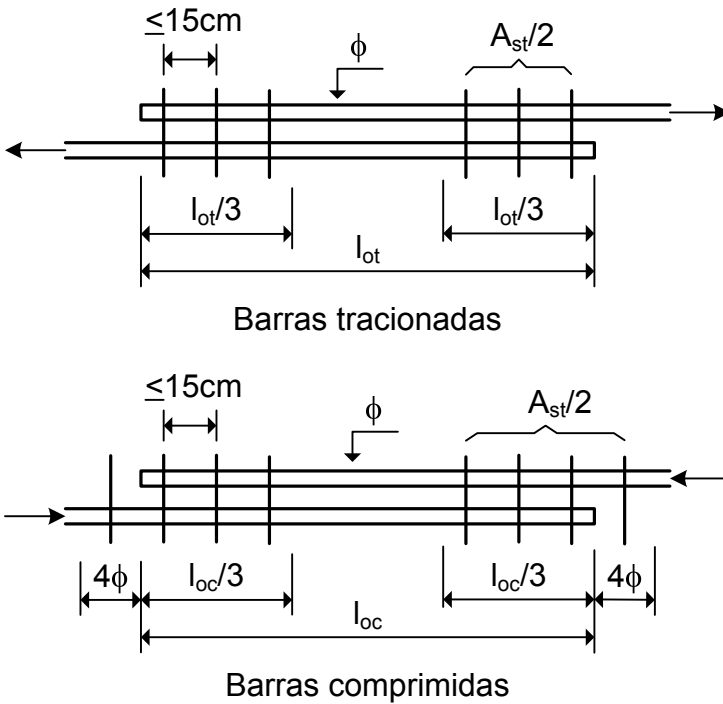


Fig. 8.9.4 – Armadura transversal nas emendas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NEVILLE, A. M. *Propriedades do Concreto*. Tradução de Salvador E. Giannusso, São Paulo: PINI, 1997.
2. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, v.1, 1977; v.2, 1978; v.3, 1978.
3. EQUIPE DE FURNAS: Laboratório de Concreto. *Concretos - Ensaios e Propriedades*. Editor: Walton Pacelli de Andrade. São Paulo: PINI, 1997.
4. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação*. Rio de Janeiro, 2022.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8953: Concreto Para Fins Estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro, 2015.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2023.
9. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v. 1, 2. ed., São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1983.
10. HELENE, P. R. L. *Estudo da variação do módulo de elasticidade do concreto com a composição e características do concreto fresco e endurecido*. Relatório à ABCP, São Paulo, Janeiro, 1998.

11. KUPFER, H.B.; GERSTLE, K. H. *Behavior of concrete under biaxial stresses*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, v.99, p.852-866, Aug. 1973.
12. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
13. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. 2019.
14. ARAÚJO, J. M. *Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NBR-6118 versus CEB*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.12, p.81-91, out. 2008. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
15. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Selected Justification Notes*. Bulletin d'Information n.217, Lausanne, 1993.
16. CARRASQUILLO, R. L.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. *Properties of high strength concrete subject to short-term loads*. ACI Journal, v. 78, n. 3, p. 171-178, May, 1981.
17. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – FIB. *Model Code 2010*. Final draft. 2 v. Lausanne, April, 2012.
18. DESAYI, K.; KRISHNAN, S. *Equation for the stress-strain curve of concrete*. Journal of the American Concrete Institute. v.61, n.3, p.345-350, 1964.
19. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. 14ª edición basada en la EHE. Barcelona: Gustavo Gili, 2000.
20. RÜSCH, H. *Researches toward a general flexural theory for structural concrete*. Journal of the American Concrete Institute, v.57, p.1-28, 1960.
21. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*. Switzerland, 1984.

22. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-7480: Aço Destinado a Armaduras Para Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 2022.
23. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.14, p.1-13, out. 2009..... Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
24. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
25. COMISSÃO DE ESTUDO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SIMPLES, ARMADO E PROTENDIDO – ABNT, CE 02:124.15. Projeto de Revisão da NBR-6118. Janeiro, 2000.
26. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1990. *Eurocódigo: Bases para o Projecto de Estruturas*. Março, 2009.
27. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 206-1. *Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity*. Dec. 2000.
28. INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL. *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. CIRSOC 201. Buenos Aires, Julio, 2005.
29. STANDARDS AUSTRALIA COMMITTEE BD-002. *Australian Standard AS 3600: Concrete Structures*. Sydney, Australia, 2018.
30. BUILDINGS DEPARTMENT. *Code of Practice for Structural Use of Concrete 2013 (2020 Edition)*. Hong Kong, Dec. 2020.
31. TSAO, W. H.; LIANG, M. T.; CHANG, J. J.; HUANG, N. M. *Effect of mortar coating on concrete carbonation*. Journal of Marine Science and Technology, v. 23, n. 4, p. 420-430, 2015.
32. LO, T. Y.; LIAU, W.; WONG, C. K.; TANG, W. *Evaluation of carbonation resistance of paint coated concrete for buildings*. Construction and Building Materials, n. 107, p. 299-306, 2016.
33. ROY, S. K.; NORTHWOOD, D. O.; POH, K. B. *Effect of plastering on the carbonation of a 19-year-old reinforced*

- concrete building*. Construction and Building Materials, v. 10, n. 4, p. 267-272, 1996.
34. HUANG, N. M.; CHANG, J. J.; LIANG, M; T.. *Effect of plastering on the carbonation of a 35-year-old reinforced concrete building*. Construction and Building Materials, n. 29, p. 206-214, 2012.
 35. LI, D.; CHEN, B.; SUN, H. *Evaluating the effect of external and internal factors on carbonation of existing concrete building structures*. Construction and Building Materials, n. 167, p. 73-81, 2018.
 36. MALHEIRO, R. L. M. C. *Influência do revestimento de argamassa no transporte de cloretos em estruturas de concreto armado inseridas no meio urbano*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Março, 2008.
 37. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08*, 5ª. edição, Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
 38. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro, 2012.
 39. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-9575: Impermeabilização – Seleção e projeto*. Rio de Janeiro, 2010.
 40. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-12170: Materiais de impermeabilização – Determinação da potabilidade da água após o contato*. Rio de Janeiro, 2017.
 41. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681/2003: Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro, versão corrigida, 2004.
 42. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Ações Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 2019.
 43. ARAÚJO, J. M. *Análise probabilística de vigas de concreto armado. Parte 1: Avaliação das deformações*. Revista

Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.42, p.19-24, 1997.

44. ARAÚJO, J. M. *Análise probabilística de vigas de concreto armado. Parte 2: Avaliação da segurança*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.43, p.35-39, 1998.
45. ARAÚJO, J. M. *A confiabilidade no projeto de pilares de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.2, p.1-8, maio, 2001. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
46. MACEDO, B. N. T. *Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras de aço para o uso em concreto armado*. Dissertação de mestrado. UERJ, Faculdade de Engenharia, Rio de Janeiro, 2018.

APÊNDICE

COMO UTILIZAR O MODELO PARA DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO NOVO EUROCODE 2