

Aula 03 – Materiais: concreto e aço.

1. Introdução.

Na primeira aula foram vistos alguns princípios básicos de verificação de segurança. Estabeleceu-se que a verificação analítica da segurança consiste em comparação entre solicitações e resistências, tendo-se dado ênfase às solicitações.

Neste texto procura-se apresentar as características principais dos materiais utilizados em estruturas de concreto. São descritos os ensaios utilizados para caracterizar o concreto, o aço e o comportamento conjunto dos materiais.

2. O concreto.

2.1. Limitações deste trabalho.

Nesta seção será dada ênfase às características do concreto que interessam diretamente para elaboração do projeto estrutural. Portanto, não serão abordados detalhes dos materiais constituintes: cimento, agregados, água de amassamento e aditivos nem as propriedades do concreto fresco. Para esta finalidade, o aluno deve recorrer a livros de tecnologia do concreto que exploram tais assuntos em profundidade.

Além disso, limita-se o escopo a concretos convencionais, ou, de maneira mais bem definida, a concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I, conforme ABNT NBR 8953, ou seja, até concreto Classe C-50.

2.2. Resistência à compressão.

A resistência à compressão do concreto é obtida por meio de ensaios de cilindros. A moldagem dos corpos de prova e a realização dos ensaios seguem as normas ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Nos projetos indica-se a resistência à compressão característica f_{ck} , que, salvo indicação em contrário, refere-se à idade de 28 dias. A ABNT NBR 12655 fornece indicações para que possa ser estimada a resistência à compressão média, f_{cmj} , correspondente a uma resistência f_{ckj} especificada.

Em alguns casos é importante obter a evolução da resistência à compressão com a idade, o que pode ser feito por meio de ensaios ou, por meio analítico, em caráter orientativo, conforme a expressão abaixo, conforme o Item 12.3.3 da NBR 6118:

$$f_{ckj} = \beta_1 f_{ck}$$

sendo

$$\beta_1 = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}$$

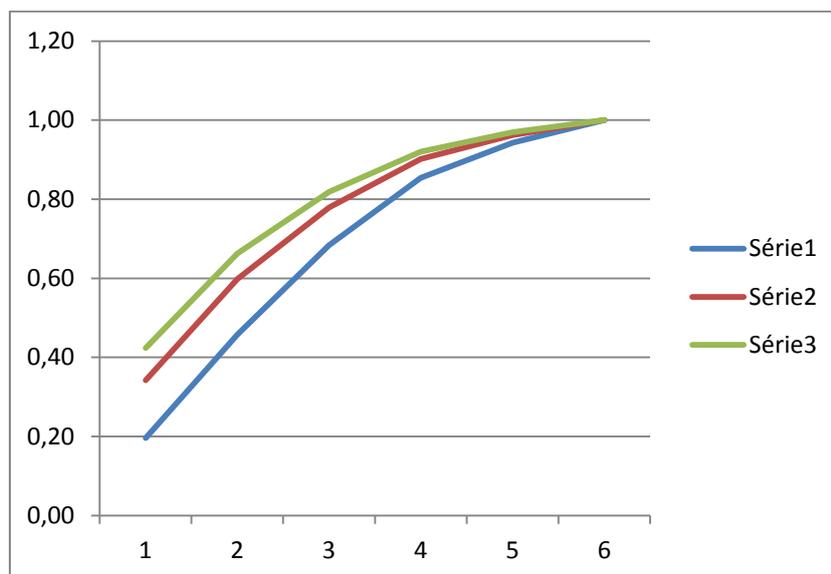
O valor do parâmetro s utilizado na expressão acima varia em função do tipo de cimento empregado, valendo, para t em dias:

- $s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;
- $s = 0,25$ para concreto de cimento CI e II;
- $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

As tabelas abaixo ilustram a variação de β_1 , com o tempo t em dias, conforme a expressão fornecida pela NBR 6118.

Cimento tipo CIII e CPIV		Cimento tipo CI e CII		Cimento tipo CPV-ARI	
t (dias)	β_1	t (dias)	β_1	t (dias)	β_1
1	0,20	1	0,34	1	0,42
3	0,46	3	0,60	3	0,66
7	0,68	7	0,78	7	0,82
14	0,85	14	0,90	14	0,92
21	0,94	21	0,96	21	0,97
28	1,00	28	1,00	28	1,00
90	1,18	90	1,12	90	1,09
120	1,22	120	1,14	120	1,11
365	1,32	365	1,20	365	1,16
730	1,36	730	1,22	730	1,17

(a)



(b)

Figura 1 – Variação de β_1 , coeficiente que relaciona f_{ckj} com f_{ck} : (a) tabelas com variações até 2 anos; (b) gráfico com variação até os 28 dias conforme a NBR 6118 – em caráter orientativo.

O ensaio de compressão é feito em corpo-de-prova cilíndrico que deve ser posicionado de modo que, quando estiver centrado, seu eixo coincida com o da máquina de ensaio, de modo que a resultante das forças passe pelo centro. Além da carga de ruptura interessa saber o tipo de ruptura.

O atrito no contato das placas de aço da máquina de ensaio com o corpo-de-prova pode causar impedimento à livre deformação transversal, devido à grande rigidez dessas placas de aço. Caso seja neutralizado esse impedimento, com interposição de escovas de aço, por exemplo, obtém-se valores menores para a resistência à compressão (LEONHARDT, 1977).

Ainda segundo o mesmo autor, a explicação do processo de ruptura é a seguinte: "...toda deformação transversal provoca uma tensão transversal de tração (a Resistência dos Materiais clássica nega essa conclusão). A demonstração é dada pelos prismas ou cubos comprimidos, nos quais a deformação transversal não seja impedida: eles rompem por fendilhamento devido à tração transversal."



Figura 1 – Ensaio de resistência à compressão de concreto com ruptura tipo coluna – observar fissuras verticais paralelas.

O valor de f_{cd} é obtido com $\gamma_c=1,4$.

2.3. Resistência à tração.

A resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ deve ser obtida em ensaios de compressão diametral, conforme a ABNT NBR 7222. Utiliza-se o mesmo equipamento do ensaio de resistência à compressão. O contato entre o corpo-

de-prova e os pratos da máquina de ensaio deve dar-se somente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas do corpo de prova – Figura 2.

Na Figura 3, apresentam-se valores teóricos das tensões decorrentes da compressão diametral. Observa-se que o estado de tensões é biaxial – σ_y , σ_x – mas, apesar disso, o valor de resistência à tração que é obtido por esse ensaio é pouco maior do obtido no ensaio de resistência de tração axial. A explicação provável é o fato das fissuras se iniciarem no interior do corpo-de-prova, de acordo com LEONHARDT (1977).

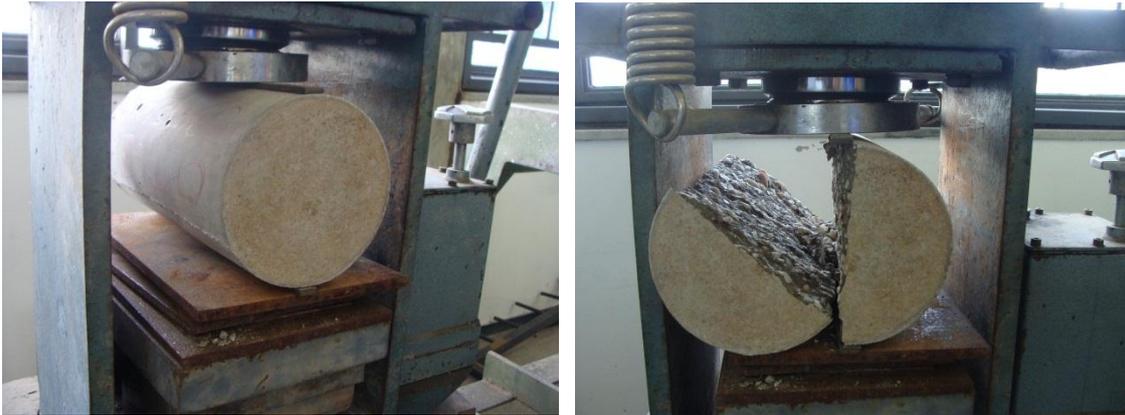


Figura 2 – Ensaio de resistência à tração do concreto por compressão diametral.

A ruptura é brusca. A Figura 3 ilustra um ensaio feito com armadura contra fendilhamento no interior do concreto, demonstrando a fissuração transversal contida por esta armadura. Deve-se observar que a tensão de compressão é elevadíssima.



Figura 3 – Ensaio de compressão diagonal com armadura de fendilhamento.

Dados	
D (cm)	15,00
L (cm)	30,00
2a (cm)	1,25
P (kgf)	30000,00

y (cm)	σ_y (kgf/cm ²)	σ_x (kgf/cm ²)
0,0	-758	-800
0,3	-331	-772
0,6	-114	-667
0,9	-28	-550
1,2	7	-457
1,5	22	-387
1,8	30	-334
2,1	34	-293
2,4	37	-262
2,7	38	-237
3,0	40	-217
3,3	40	-200
3,6	41	-187
3,9	41	-175
4,2	41	-166
4,5	42	-158
4,8	42	-151
5,1	42	-145
5,4	42	-141
5,7	42	-137
6,0	42	-134
6,3	42	-131
6,6	42	-129
6,9	42	-128
7,2	42	-127
7,5	42	-127

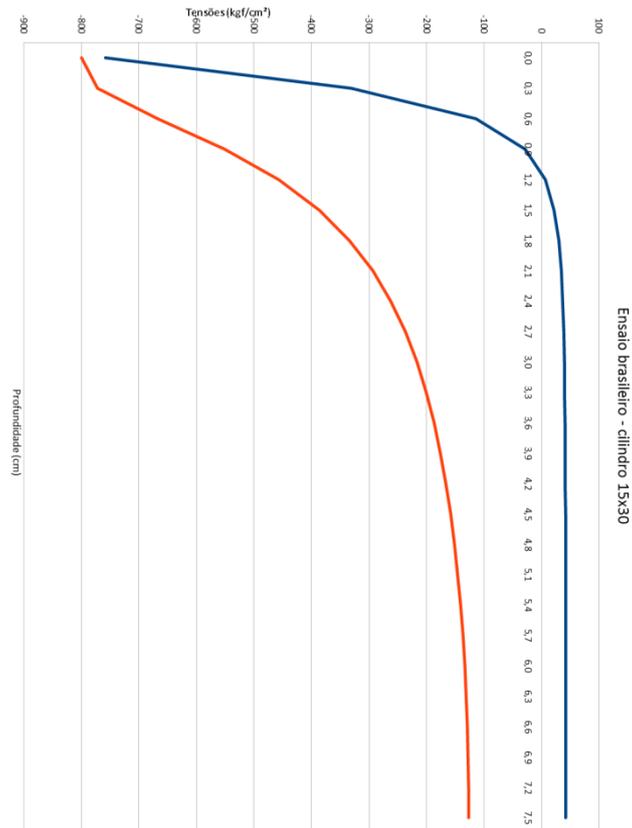


Figura 4 – Valores teóricos de tensões (σ_y =horizontal) e (σ_x =vertical) em ensaio de compressão diametral fornecidos com aplicação da Teoria da Elasticidade.

Outro ensaio que pode ser utilizado para determinar a resistência à tração do concreto é o de flexão, conforme a ABNT NBR 12142. O valor assim obtido é chamado $f_{ct,f}$. A figura a seguir ilustra tal ensaio (LEONHARDT, 1977). Uma barra prismática de concreto simples é disposta sobre dois apoios e duas forças concentradas são aplicadas nos terços do vão. A resistência à tração na flexão pode ser obtida com

$$f_{ct,f} = \frac{P_u \times \ell}{b \times d^2}$$

A resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$) é comumente chamada módulo de ruptura.

(Observação: O esquema da Figura 5 não foi extraído da ABNT NBR 12142)

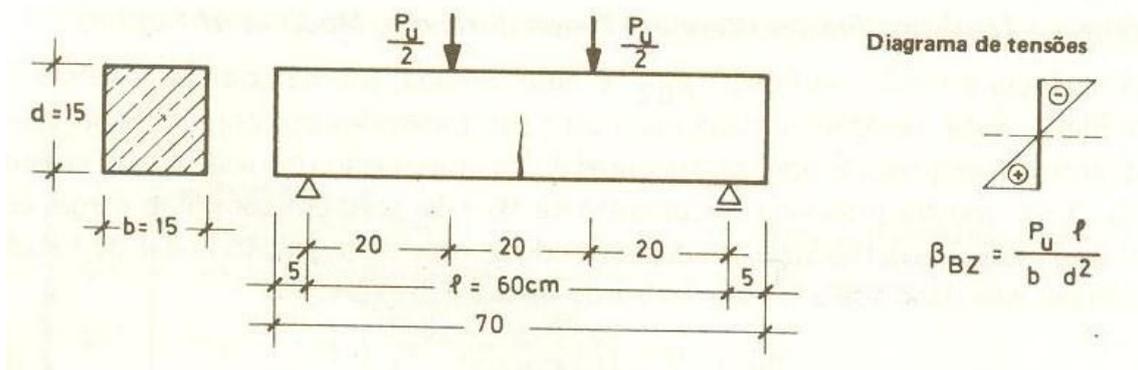


Figura 5 – Ensaio de flexão (LEONHARDT, 1977).

A resistência à tração direta pode ser determinada, conforme a NBR 6118, por $0,9f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$. Na falta de ensaios podem ser obtidos os valores representativos pelas expressões abaixo:

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm}$$

$$f_{ctk,inf} = 1,3 \times f_{ck}$$

Onde f_{ctm} é o valor médio da resistência à tração; $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ são, respectivamente os valores inferior e superior da resistência característica superior. Os valores de f_{ck} e f_{ctm} devem estar em MPa. Se f_{ckj} for superior a 7,0MPa, as expressões acima podem ser utilizadas para cálculo de f_{ctkj} , segundo a norma.

2.4. Outras propriedades.

Outra propriedade mecânica importante é o módulo de elasticidade do concreto (E_c), que pode ser obtido a partir de ensaios definidos na NBR 8522. Na falta de ensaios pode ser usada a expressão abaixo para o módulo tangente na origem

$$E_{ci} = 5600 \times f_{ck}^{1/2}$$

com f_{ck} e E_c em MPa. Se a idade do concreto for igual ou superior a sete dias, esta expressão pode ser usada, substituindo-se f_{ck} por f_{ckj} . O módulo secante deve ser usado nas análises elásticas e verificações de ELS e pode ser adotado com o seguinte valor

$$E_{cs} = 0,85E_{ci}$$

Para tensões de compressão inferiores a $0,5f_{ck}$ a NBR 6118 permite que se adote relação tensão deformação linear. Os valores de coeficiente de

Poisson e do módulo de elasticidade transversal podem ser adotados como $\mu=0,2$ e $G=0,4E_c$.

Para verificações no ELU o diagrama tensão deformação do concreto é o mostrado na Figura 6. Observar que utiliza-se f_{cd} e não f_{ck} por se tratar de ELU. Além disso, o valor de f_{cd} é multiplicado por 0,85. FUSCO (2008) explica detalhadamente o porquê de se utilizar o fator 0,85, que está relacionado ao crescimento da resistência com a idade, ao efeito das cargas de longa duração e à maneira convencional de se ensaiarem os corpos de prova de concreto, conforme segue:

- A resistência do concreto após um ano cresce aproximadamente 20% em média;
- Ensaio de longa duração mostram que a resistência pode se reduzir em torno de 25%;
- Os corpos de prova 15x30 produzem aumento aparente da resistência de 5%;
- Dessa forma: $1,2 \times 0,75 \times 0,95 = 0,85$.

A expressão de σ_c no trecho não linear é

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2\text{‰}} \right)^2 \right]$$

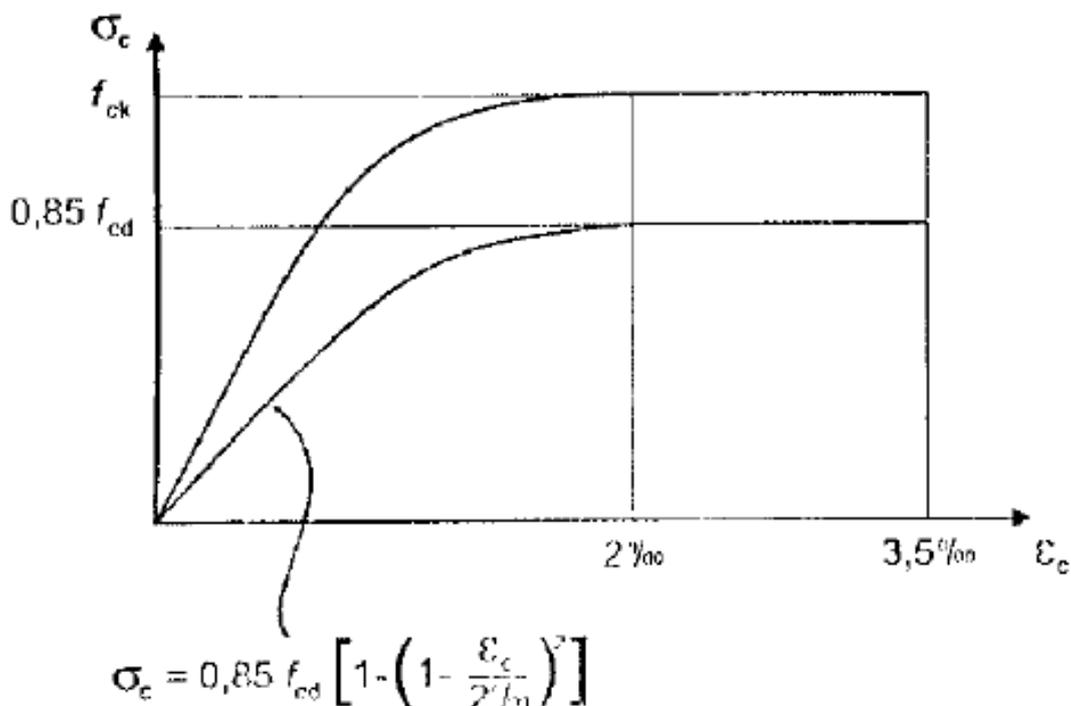


Figura 6 – Diagrama tensão deformação do concreto no ELU dado pela NBR 6118.

O valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto (α) é de $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Para determinação das deformações de retração e de fluência pode-se empregar a Tabela 8.1, reproduzida abaixo, sendo que valores mais precisos podem ser obtidos no Anexo A da NBR 6118.

Esses valores podem ser usados para temperaturas entre 0°C e 40°C . Na tabela, a espessura fictícia é calculada como sendo a relação entre a área da seção transversal da peça de concreto (A_c) e u – perímetro exposto à atmosfera. Uma peça de 15cm de espessura e 100cm de largura tem espessura fictícia de 37,5cm se estiver diretamente sobre o solo e tiver apenas a face superior e as duas laterais em contato com a atmosfera. Por outro lado, a mesma laje tem espessura fictícia de 23cm se for elevada, tendo as quatro faces em contato com a atmosfera.

Tabela 1 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência (Tab. 8.1 da NBR 6118)

Umidade Relativa (%)		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ (cm)		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_i, t_0)$	t_0 (dias)	5	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
		30	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
		60	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4
$\epsilon_{cs}(t_i, t_0)$ ‰	t_0 (dias)	5	-0,44	-0,39	-0,37	-0,33	-0,23	-0,21	-0,10	-0,09
		30	-0,37	-0,38	-0,31	-0,31	-0,20	-0,20	-0,09	-0,09
		60	-0,32	-0,36	-0,27	-0,30	-0,27	-0,30	-0,08	-0,09

3. Aço para armaduras passivas.

O aço empregado nas armaduras passivas de estruturas de concreto pode ser CA-25, CA-50 e CA-60, tendo suas características dadas na ABNT NBR 7480. O coeficiente de conformação superficial η_b é indicado na Tabela 2 e será útil para estudo do comportamento conjunto dos materiais.

Tabela 2 – Relações entre η_b e η_1 para os diversos tipos de superfície.

Tipo de barra	Coeficiente de conformação superficial	
	η_b	η_1
Lisa (CA-25)	1,0	1,0
Entalhada (CA-60)	1,2	1,4
Alta aderência (CA-50C)	$\geq 1,5$	2,25

As outras características importantes podem ser relacionadas:

- $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}$;
- $E_s = 210\text{GPa}$;
- $\gamma_s = 78,5\text{kN/m}^3$;

A relação tensão deformação simplificada utilizada para ELU e ELS é apresentada na Figura 5 a seguir, que serve para aços com e sem patamar de escoamento. Na determinação de f_{yk} para aços sem patamar de escoamento deve-se utilizar a tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%. Os ensaios devem ser feitos conforme a norma ABNT NBR ISSO 6892.

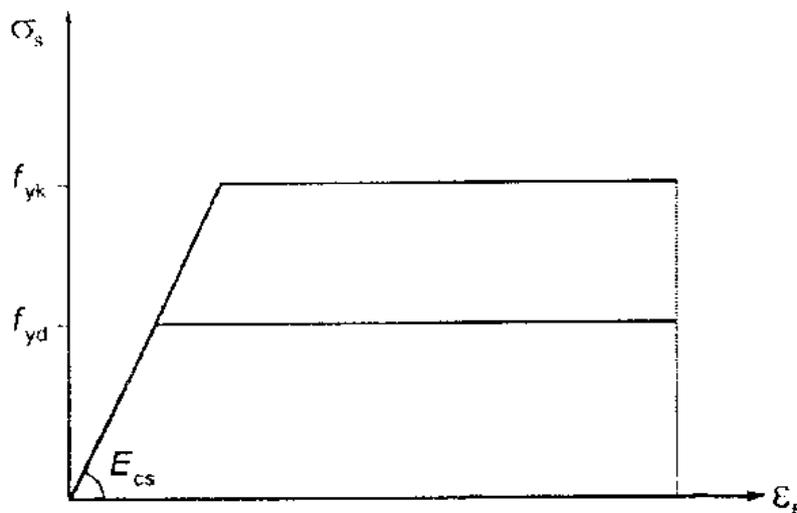


Figura 5 – Diagrama tensão deformação para aços de armaduras passivas para ELU e ELS recomendado pela NBR 6118.

Cuidados adicionais devem ser tomados com relação à ductilidade e à soldabilidade (ABNT NBR 8965) dos aços de armaduras passivas.

Com relação à ductilidade, a relação entre f_u (tensão de ruptura) e f_y (tensão de escoamento) é um indicativo desta característica. Em princípio, quanto mais alta a relação f_u/f_y maior será a ductilidade. No entanto, às vezes esse parâmetro, mesmo obedecendo ao prescrito na norma, não é suficiente.

Em uma dada situação, o autor deste trabalho foi consultado acerca de problema com um lote de aço tipo CA-60 que estava sendo avaliado por uma fábrica de pré-moldados para aplicação em postes. Nos ensaios feitos para verificar a adequação do aço, constatou-se que ao se fazer o terceiro ciclo de carregamento típico de ensaios de postes de concreto, a armadura rompia de forma brusca (Figura 6). Considerando que se tratava de seção sub-armada (este conceito será visto quando se falar sobre flexão), não deveria acontecer este problema. O aço apresentava ensaios que indicavam f_u/f_y da ordem de 1,13. Porém, os ensaios demonstravam que não estava adequado.

Noutras ocasiões, o autor deste texto pôde verificar barras de aço que apresentavam fissuras ou mesmo ruptura no momento em que o armador executava ganchos. O profissional responsável deve estar bastante atento a esse tipo de problema, pois não é aceitável. O ensaio de dobramento, conforme ABNT NBR 6153, em geral, revela tais problemas, sendo mais adequado para este fim que o ensaio de tração. No ensaio de dobramento não pode haver ruptura nem fissuração

A soldabilidade do aço também deve ser verificada quando se planeja realizar emendas soldadas. Em geral, o ensaio de tração de exemplares semelhantes aos que se pretendem empregar, indica a adequação do aço para esta finalidade. A ABNT NBR 8548 especifica como deve ser feito este ensaio. As emendas soldadas às vezes são empregadas como alternativa à emenda por traspasse.



Figura 6 – Ruptura brusca de seção subarmada de um poste de concreto verificada em ensaio que demonstrou fragilidade incomum de um dado lote de aço CA-60.



Figura 7 – Dobramento a 180 graus de barra de 12,5mm com diâmetro de dobramento de 5cm com formação de fissuras, feito na obra, mostrando inadequação do material.

É importante chamar a atenção para a necessidade de se realizarem ensaios do aço empregado. A grande uniformidade do aço como material estrutural às vezes pode criar uma crença injustificada na total ausência de problemas com este material.

4. Aços para armaduras ativas.

Como a ênfase da disciplina é em estruturas de concreto armado, não se pretende tratar de aço para armaduras ativas, a menos de algumas informações básicas:

- Há disponíveis no mercado fios, barras e cordoalhas para armaduras ativas, com dimensões especificadas nas normas NBR 7482 e 7483;
- O módulo de elasticidade, grandeza essencial para cálculo de alongamentos, na falta de ensaios, pode ser adotado com valor de 200GPa para cordoalhas e fios, conforme NBR 6118.
- Os aços de protensão têm os valores representativos de resistência designados por f_{pyk} , f_{pyd} , f_{ptk} e f_{ptd} , respectivamente com relação a valores característicos (subscrito **k**) e de cálculo (subscrito **d**) das tensões de escoamento ($y=yelding$, escoamento em inglês) e de ruptura.
- Os aços para armaduras ativas utilizados em estruturas de concreto são em geral designados por CP em vez de CA para diferenciarem-se dos aços para armaduras passivas. Apenas como exemplo: aço CP190-RB é uma aço para armadura ativa que apresenta tensão de ruptura (f_{ptk}) com valor mínimo de 190kN/cm² (1900MPa).
- Os aços para armadura ativa apresentam resistência muito mais elevada que os para armadura passiva e, por outro lado, apresentam maior sensibilidade à corrosão.

5. Resumos das principais propriedades do aço e do concreto.

Um resumo das principais propriedades dos aços para armaduras passivas é apresentado abaixo, com ênfase à resistência característica ao escoamento (f_{yk}), propriedade usada como referência na especificação do aço:

- **CA25** $f_{yk} = 250\text{MPa}$ $f_{yd} = 217,4 \text{ MPa}$
- **CA50** $f_{yk} = 500\text{MPa}$ $f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$
- **CA60** $f_{yk} = 600\text{MPa}$ $f_{yd} = 521,7 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
- $\gamma_s = 1,15$ **Coefficiente de minoração do aço;**
- $E_s = 210 \text{ GPa}$

Um resumo das principais propriedades do concreto é mostrado abaixo para as várias classes previstas na NBR 6118, especificando-se as condições de agressividade ambiental nas quais essas classes de concreto são aplicáveis.

- **C20** $f_{ck} = 20\text{MPa}$ **sem agressividade ambiental;**
- **C25** $f_{ck} = 25\text{MPa}$ **baixa agressividade ambiental;**
- **C30** $f_{ck} = 30\text{MPa}$ **média agressividade ambiental;**
- **C35** $f_{ck} = 35\text{MPa}$ **alta agressividade ambiental;**
- **C40** $f_{ck} = 40\text{MPa}$ **regiões especiais de agressividade;**
- **C45** $f_{ck} = 45\text{MPa}$ **regiões especiais de agressividade;**
- **C50** $f_{ck} = 50\text{MPa}$ **regiões especiais de agressividade;**

A Classe C15 é restrita a elementos de infraestrutura e não foi citada na relação acima. Observa-se que, para o concreto, a resistência característica à compressão aos 28 dias de idade (f_{ck}) é o parâmetro utilizado para especificação. Os demais parâmetros podem, em geral, ser correlacionados com o f_{ck} conforme se apresentou no Item 3 deste trabalho.

Portanto, o aço é comumente especificado por sua resistência ao escoamento. Embora para os aços, a resistência à tração seja igual à resistência à compressão, o ensaio de tração é mais simples de ser realizado. O concreto por sua vez é especificado pela resistência à compressão.

6. Comportamento conjunto dos materiais.

6.1. Generalidades.

Uma das hipóteses feita para análise de estruturas de concreto armado e protendido diz respeito à perfeita aderência entre os dois materiais. Ou seja, admite-se que não haverá deslizamento entre as barras de aço e concreto que as envolve. Para que essa importante hipótese possa ser verificada, devem ser tomados alguns cuidados no detalhamento das estruturas.

Estudar a aderência aço-concreto é, portanto, essencial para que se possa projetar e executar estruturas em concreto armado e protendido de maneira adequada. A ancoragem das barras e as emendas por traspasse dependem em grande parte desta aderência.

As emendas por traspasse são muito usadas seja para se adequar a quantidade de aço à distribuição dos esforços, seja para execução de juntas construtivas e, em muitos casos, pelo fato de que as barras são comercializadas em geral com comprimentos de 12m. Portanto, elementos estruturais com comprimento maior que 12m terão necessidade de apresentarem emendas nas barras da armadura. Este último fato faz com que estruturas longas, digamos a partir de 30m, apresentem vantagens adicionais no uso armaduras ativas pois as cordoalhas e fios normalmente são fornecidas em bobinas. Isso elimina a necessidade de traspasses e conduz à economia na quantidade de aço. Naturalmente essa não é condição única para se adotar tal solução.

Outro aspecto importante que às vezes pode passar despercebido é que os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são virtualmente iguais – a diferença entre os dois valores é bastante pequena, conforme foi visto nos itens anteriores. Esse é outro ponto que torna possível o comportamento conjunto dos materiais aço e concreto.

Neste item procura-se relacionar os aspectos básicos do estudo de aderência e outros assuntos visando entendimento do comportamento conjunto dos materiais.

6.2. Estudo de uma barra tracionada de concreto armado.

Para melhor entendimento do elemento estrutural de concreto, na situação ideal, devem ser feitos estudos de elementos tais como vigas, lajes, pilares, etc. Na medida em que forem sendo estudados esses elementos, detalhes adicionais serão fornecidos. Inicialmente, com finalidade de introduzir alguns conceitos importantes, descreve-se o comportamento de um tirante de concreto armado com base em LEONHARDT (1977).

Para tal, considere-se uma barra de concreto com seção quadrada e com uma barra de aço centrada e com comprimento ligeiramente superior ao

da barra de concreto (Figura). Um esforço de tração N é aplicado pela barra de aço. Se as deformações do aço e do concreto são iguais, então numa região convenientemente afastada do ponto de introdução do esforço N têm-se as seguintes tensões no concreto (σ_c) e no aço (σ_s), obtidas por condições de compatibilidade, visto tratar-se de problema hiperestático:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i}$$
$$\sigma_s = n \frac{N}{A_i}$$

onde

$$A_i = A_{cn} + nA_s$$

A notação precisa ser bem esclarecida:

- A_c = Área da seção da barra de concreto;
- A_s = Área da seção da barra de aço;
- A_{cn} = Área líquida ($n=net$) da seção da barra de concreto = $A_c - A_s$;
- A_i = Área ideal (também chamada área homogeneizada);
- n = razão modular, que é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, ou seja, $n=E_s/E_c$.

Observe-se ainda que no equacionamento acima está implícito que a tensão σ_c é inferior à resistência à tração do concreto. Porém, em dado momento, atinge-se a resistência à tração do concreto, que então irá apresentar fissuras, neste caso, perpendiculares à linha de ação do esforço N . A teoria não permite identificar onde surgirá a primeira fissura. Devido à fissura, a força de tração, na seção fissurada, transmite-se bruscamente para a armadura, e a tensão no aço passa a valer:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s}$$

Esse fato, de mudança de comportamento após a fissuração, levou estudiosos do concreto armado a introduzirem desde cedo dois conceitos que serão muito utilizados ao longo do curso, quais sejam:

- Estádio I: o concreto não está fissurado na zona de tração e absorve as forças de tração;
- Estádio II: o concreto está bastante fissurado na zona de tração; as forças de tração devem ser totalmente absorvidas pela armadura.

No exemplo, a zona de tração é toda a seção transversal da barra, mas, em vigas, conforme será visto adiante, a zona de tração é restrita a uma parte da seção. A aderência aço-concreto desempenha fundamental importância em todos os estádios de comportamento de um elemento de concreto armado e ou protendido e será estudada, sucintamente, adiante.

6.3. Aderência aço-concreto.

A aderência aço-concreto pode ser determinada experimentalmente por meio de ensaios conforme a Figura 8a, extraída de LEONHARDT (1977). A conformação superficial das barras de aço influencia bastante este parâmetro. Conforme Tabela 2, mostrada anteriormente, as barras de aço podem ser lisas, entalhadas e nervuradas.

As barras nervuradas apresentam aderência superior. As nervuras funcionam como consolos e criam engrenamento mecânico entre o aço e o concreto. Na Figura 8b fica claro esse engrenamento mecânico. Por outro lado, na Figura 9, apresenta-se um corpo de prova de um bloco de concreto que foi “aberto” após ruptura em um ensaio de cisalhamento. Observa-se que a superfície de contato aço-concreto não apresenta mesmo aspecto registrado na Figura 8b.

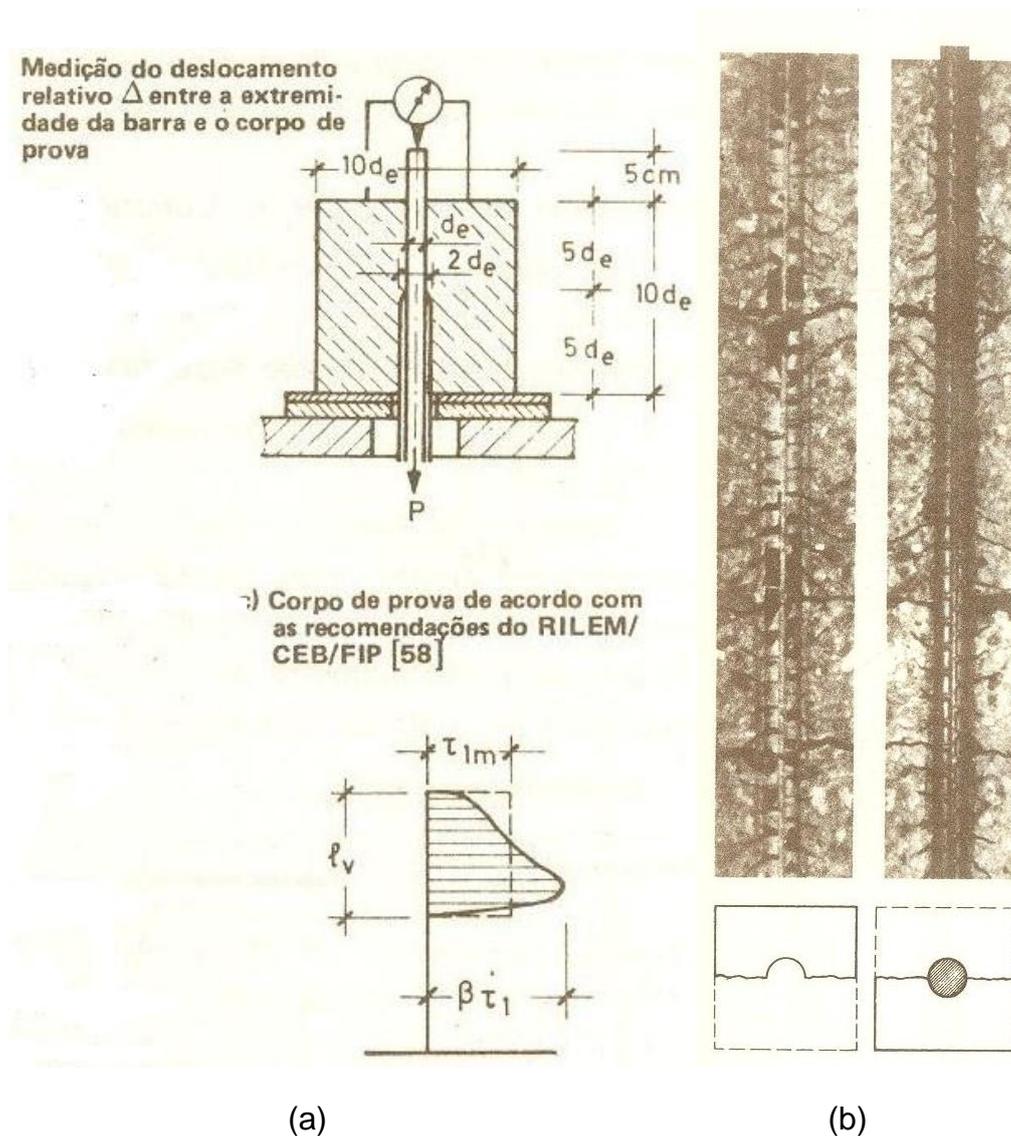


Figura 8 – (a) Esquema do ensaio de arrancamento; (b) fissuras no concreto em torno de barra nervurada (Fonte: LEONHARDT, 1977).



Figura 9 – Aspecto da superfície de contato entre concreto e aço de um corpo de prova "aberto" após ensaio – aço com superfície lisa, tipo CA-25.

É importante analisar o esquema do ensaio da Figura 8. Aparentemente, não há norma nacional que padronize tal ensaio. O bloco tem dimensões de 10Φ , sendo Φ o diâmetro da barra. A barra de aço apresenta comprimento livre

dentro do bloco de concreto de 5Φ . O outro trecho de 5Φ é deixado com aderência. Portanto apenas nesse trecho é que irão se manifestar as tensões de aderência aço-concreto. O deslocamento relativo Δ entre a extremidade da barra e o corpo de prova é medido com um instrumento posicionado na extremidade. Na outra extremidade aplica-se a força.

Observa-se que não se conhece ao certo a distribuição das tensões de aderência que ocorrem na interface. A Figura 10 ilustra esquematicamente o engrenamento mecânico que pode ser criado ao longo de uma barra nervurada.

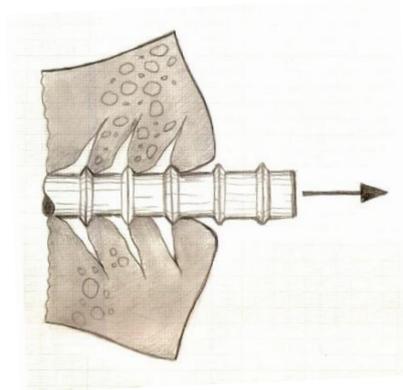


Figura 10 – Ilustração de aderência aço-concreto no caso de barra nervurada, adaptado a partir de LEONHARDT (1977).

Para simplificar, admite-se que essa tensão seja uniformemente distribuída no perímetro da barra e no comprimento 5Φ . Assim, pode-se determinar um valor de referência para a tensão de aderência – o mecanismo envolvido na verdade é bem mais complexo.

Muitas variações podem ser feitas nos ensaios, tais como:

- Classe do concreto;
- Tipo de aço;
- Diâmetro da barra de aço;
- Ganchos nas extremidades ancoradas das barras;
- Barras transversais soldadas na extremidade ancorada das barras;
- Direção da concretagem em relação à posição da barra;

Esses aspectos devem ser levados em conta no dimensionamento. Uma primeira definição importante é apresentada pela NBR 6118: o comprimento de ancoragem básico (l_b), onde o subscrito “b” vem de “bond”, que se refere à aderência em inglês, definido como “comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência da aderência uniforme e igual a f_{bd} ”.

$$\ell_b = \frac{\Phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

No valor de f_{bd} , resistência de aderência, estão implícitos a classe do concreto, o tipo de aço, o diâmetro da barra e a direção da concretagem em relação à posição barra. A expressão para cálculo de f_{bd} é a seguinte:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

onde

- $f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$;
- η_1 é dado pela Tabela 2;
- η_2 é 1,0 para situações de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência;
- $\eta_3 = 1,0$ para $\Phi < 32\text{mm}$ e pode ser calculado como $(132 - \Phi)/100$ para $\Phi > 32\text{mm}$;

Tabela 3 – Valores de ℓ_b conforme NBR 6118, adaptado de PINHEIRO.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm)				
C O N C R E T O	f_{ctd} (kN/cm ²)	CA25	CA50	CA60
		LISAS	NERVURADA	ENTALHADA
		$\eta_1 = 1,0$	$\eta_1 = 2,25$	$\eta_1 = 1,4$
		ℓ_b	ℓ_b	ℓ_b
C15	0,091	60 ϕ	53 ϕ	102 ϕ
C20	0,111	49 ϕ	44 ϕ	84 ϕ
C25	0,128	42 ϕ	38 ϕ	73 ϕ
C30	0,145	38 ϕ	33 ϕ	64 ϕ
C35	0,160	34 ϕ	30 ϕ	58 ϕ
C40	0,175	31 ϕ	28 ϕ	53 ϕ
C45	0,190	29 ϕ	25 ϕ	49 ϕ
C50	0,204	27 ϕ	24 ϕ	46 ϕ

De acordo com a NBR 6118:2007.
 $\gamma_c=1,4$; $\gamma_s=1,15$ e $\eta_3 = 1,0$ ($\phi < 32\text{mm}$)
 ℓ_b = comprimento de ancoragem básico.
 Valores de ℓ_b calculados para barras localizadas em zona de boa aderência; em zona de má aderência divide-se por 0,7.
 O comprimento de ancoragem necessário é igual a ℓ_b multiplicado por $\alpha A_{s,cal}/A_{s,ef}$; para ancoragem reta $\alpha=1$; ancoragem com gancho $\alpha=0,7$.
 As barras comprimidas devem ser ancoradas sem gancho.
 O comprimento de ancoragem necessário deve ser maior que:
 $0,3\ell_b$, 10ϕ , 10cm .

Consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estiverem nas seguintes posições (ver Figura 11):

- a) com inclinação maior que 45° sobre a horizontal;
- b) horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Para elementos estruturais com $h < 60\text{cm}$, localizados no máximo 30cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
 - Para elementos estruturais com $h \geq 60\text{cm}$, localizados no máximo 30cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;

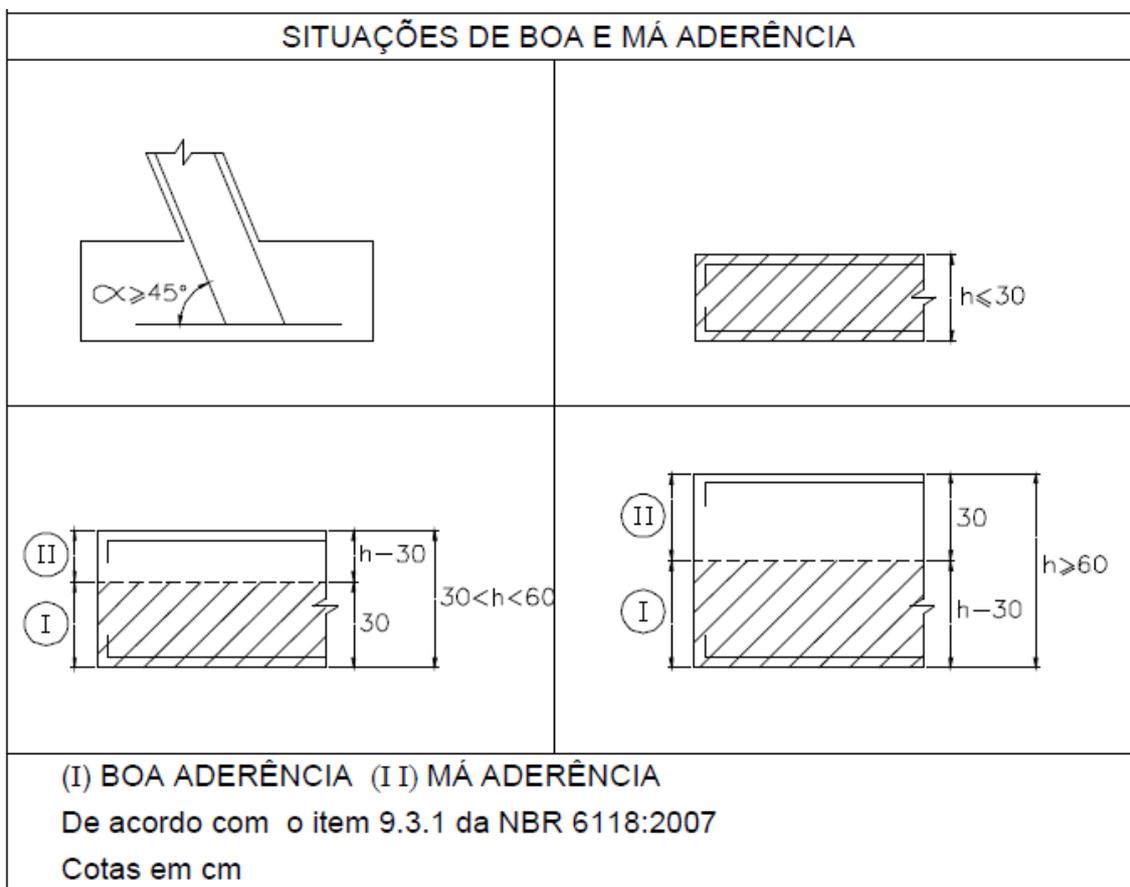


Figura 11 – Definição das zonas de boa e má aderência (PINHEIRO).

A explicação para a existência de zonas de boa e má aderência é fornecida por FUSCO (2008) e está relacionada à exudação do excesso de água de amassamento, associada à dificuldade de percolação ascensional desse excesso de água de amassamento. Essa dificuldade de percolação é devida às barreiras formadas pelos grãos do agregado graúdo e pelas barras da armadura. Como resultado, assinala FUSCO, “na região superior da massa endurecida há uma tendência à formação de películas de água na face inferior desses obstáculos”.

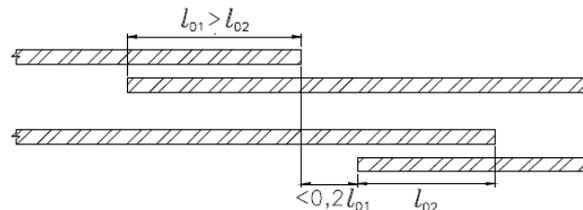
Como os corpos de prova de concreto tem 30cm de altura e, em termos práticos não é possível distinguir sua heterogeneidade, a norma brasileira adotou as medidas definidas acima para que se diferenciem as regiões de boa e de má aderência. Na região onde a exudação do excesso de água de amassamento pode ser mais pronunciado, aumentam-se os comprimentos de ancoragem, conforme visto anteriormente.

Caso se utilizem emendas por traspasse, devem ser seguidas as recomendações da NBR 6118, resumidas na Figura 12.

EMENDA POR TRASPASSE					
COMPRIMENTO DE TRASPASSE (cm)					
BARRAS EMENDADAS NA MESMA SEÇÃO (%)	≤ 20	25	33	50	> 50
VALORES DE α_{0t}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

PROPORÇÃO MÁXIMA DE BARRAS TRACIONADAS EMENDADAS			
TIPO DE BARRA	SITUAÇÃO	TIPO DE CARREGAMENTO	
		ESTÁTICO	DINÂMICO
ALTA ADERÊNCIA	EM UMA CAMADA	100%	100%
	EM MAIS DE UMA CAMADA	50%	50%
LISA	$\phi < 16\text{mm}$	50%	25%
	$\phi \geq 16\text{mm}$	25%	25%

Condição para emenda por traspasse na mesma seção



De acordo com o item 9.5.2.2 da NBR 6118:2007.

Comprimento de traspasse (barras tracionadas): $l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec}$

Comprimento de traspasse (barras comprimidas): $l_{0c} = l_{b,nec}$

Figura 12 – Dados para definição de emendas por traspasse.

Outros tipos de emendas apresentam recomendações diferentes. Nas regiões de emendas, bem como nas de ancoragem, em geral há necessidade de armaduras adicionais, definidas pela norma.

Caso sejam utilizados ganchos, estes devem obedecer as recomendações resumidas nas duas tabelas a seguir da NBR 6118.

Diâmetro dos pinos de dobramento - barras de armadura de tração			
Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4Φ	5Φ	6Φ
≥ 20	5Φ	8Φ	*

(a)

Diâmetro dos pinos de dobramento - estribos			
Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	3Φ	3Φ	3Φ
10 < Φ < 20	4Φ	5Φ	*
≥ 20	5Φ	8Φ	*

(b)

Figura 13 – Dados para definição de ganchos – diâmetros internos (obs.: não é usual adotarem-se estribos com $\Phi > 12,5\text{mm}$).

Recomendações especiais sobre ancoragem e aderência envolvem, entre outros aspectos: armaduras transversais nas ancoragens, ancoragens de feixes de barras, ancoragem de telas soldadas, ancoragens de armaduras ativas, comprimentos de transferência de armaduras ativas, barras transversais soldadas e emendas por soldas. Está além dos objetivos deste trabalho detalhar todas essas informações, que podem ser encontradas na bibliografia.

NORMAS CITADAS AO LONGO DO TEXTO

(Observação: Dada a grande quantidade de normas que foi relacionada ao longo do texto, procura-se separá-las das demais referências. O aluno não deve se desestimular com essa grande quantidade de normas relacionadas abaixo. O objetivo do autor deste texto ao relacioná-las foi tão somente fornecer orientação inicial para uma eventual consulta que se faça necessária. Por outro lado, a NBR 6118 é citada nas referências por ter sido a mais consultada para elaboração deste texto).

ABNT_NBR 5738. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ABNT_NBR 5739. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

ABNT_NBR 6153. Produtos metálicos - Ensaio de dobramento semi-guiado. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ABNT ISSO_NBR 6892. Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, ABNT, 2002.

ABNT_NBR 7222. Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2011.

ABNT_NBR 7480. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ABNT_NBR 7482. Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ABNT_NBR 7483. Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ABNT_NBR 8548. Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração - Método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ABNT_NBR 8953. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, ABNT, 2009.

ABNT_NBR 12142. Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ABNT_NBR 12655. Concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

BIBLIOGRAFIA

ABNT_NBR 6118. Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural. São Paulo, Pini, 2008.

LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. Construções de concreto. V.1. Rio de Janeiro, Interciência, 1977.

PINHEIRO, L. M. Concreto armado: tabelas e ábacos. São Carlos, EESC.

ANEXO

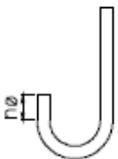
Tabela A1 – Área da seção transversal de fios e barras (cm²).

TABELA PADRONIZADA PELA NBR 7480 DE 1996														
BITOLA		VALOR NOMINAL			NÚMERO DE FIOS OU BARRAS									
		φ (pol)	PESO (kgf/m)	PERÍM (cm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
FIOS	BARRAS													
3,2	-	1/8	0,063	1	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4	-	5/32	0,1	1,25	0,13	0,25	0,39	0,52	0,65	0,78	0,91	1,04	1,17	1,30
5	5	3/16	0,16	1,6	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	6,3	1/4	0,25	2	0,32	0,64	0,96	1,28	1,60	1,92	2,24	2,56	2,88	3,20
8	8	5/16	0,4	2,5	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	10	3/8	0,63	3,15	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,5	12,5	1/2	1	4	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
-	16	5/8	1,6	5	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
-	20	3/4	2,5	6,3	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
-	22,5	7/8	3,05	6,97	3,88	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92	38,80
-	25	1	4	8	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
-	32	1 1/4	6,3	10	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
-	40	1 1/2	10	12,5	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

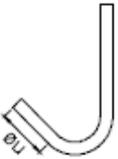
Tabela A2 – Ganchos padronizados (adaptado de PINHEIRO).

COMPRIIMENTO DE GANCHOS E DOBRAS (cm) CA-25; CA-50 e CA-60																																				
ACRÉSCIMO DE COMPRIMENTO PARA DOIS GANCHOS ($\ell_2 - \ell_1$)																																				
ϕ	ESTRIBOS																																			
	ARMADURA DE TRACÇÃO												ESTRIBOS																							
	CA-25				CA-50				CA-60				CA-25				CA-50				CA-60															
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C									
3,2	7	7	8	8	8	9	9	9	9	9	9	9	7	7	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	7	7	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
4	8	8	10	10	10	11	11	11	11	11	11	11	9	9	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	9	9	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
5	10	10	12	12	12	13	13	13	13	13	13	14	11	11	13	13	13	13	13	13	13	13	13	14	11	11	13	13	13	13	13	13	13	13	13	14
6,3	13	13	15	15	15	16	16	16	16	16	16	17	14	14	16	16	16	16	16	16	16	16	16	17	14	14	16	16	16	16	16	16	16	16	16	17
8	16	16	20	20	20	21	21	21	21	21	21	22	18	18	20	20	20	20	20	20	20	20	20	21	18	18	20	20	20	20	20	20	20	20	20	21
10	20	20	24	24	24	26	26	26	26	26	26	28	23	23	26	26	26	26	26	26	26	26	26	27	23	23	26	26	26	26	26	26	26	26	26	27
12,5	25	25	30	30	30	32	32	32	32	32	32	34	28	28	32	32	32	32	32	32	32	32	32	34	28	28	32	32	32	32	32	32	32	32	32	34
16	32	32	39	39	39	41	41	41	41	41	41	44	36	36	41	41	41	41	41	41	41	41	41	44	36	36	41	41	41	41	41	41	41	41	41	44
20	46	46	51	51	51	55	55	55	55	55	59	61	44	44	51	51	51	51	51	51	51	51	51	61	44	44	51	51	51	51	51	51	51	51	51	61
22,5	52	52	58	58	58	63	63	63	63	63	68	71	51	51	61	61	61	61	61	61	61	61	61	71	51	51	61	61	61	61	61	61	61	61	61	71
25	57	57	64	64	64	71	71	71	71	71	76	81	59	59	71	71	71	71	71	71	71	71	71	81	59	59	71	71	71	71	71	71	71	71	71	81
32	73	73	82	82	82	103	103	103	103	103	108	114	76	76	103	103	103	103	103	103	103	103	103	114	76	76	103	103	103	103	103	103	103	103	103	114

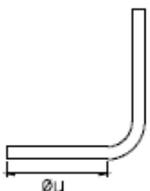
$\Delta \ell = \ell_2 - \ell_1 = 2 [n\phi + c\pi(d\phi + \phi)]$ (n e c ver abaixo; d especificado nas tabelas 9.1 e 9.2 da NBR 6118: 2007)



TIPO A (c=0,5)

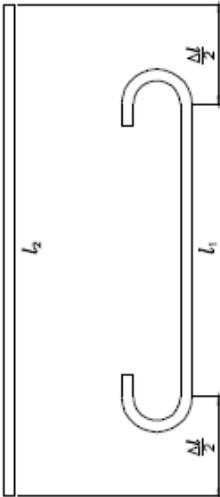


TIPO B (e=0,375)



TIPO C (e=0,25)

Arm. De tração	n=2	n=4	n=8
Estribos	n=5	n=5	n=10
Dobras	-	-	n=8



Para as barras lisas os ganchos deverão ser tipo A;
As barras da armadura exclusivamente de compressão não deverão ter ganchos.