



ANAIS DO 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2005

Setembro / 2005 ISBN 85-98576-07-7
Volume XII - Projetos de Estruturas de Concreto
Trabalho 47CBCO389 - p. XII349-364
© 2005 IBRACON.

CONTROLE DE FISSURAÇÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM AS RECOMENDAÇÕES DA NBR-6118:2003

CRACK CONTROL IN REINFORCED CONCRETE BEAMS ACCORDING TO REQUIREMENTS OF THE BRAZILIAN CODE OF PRACTICE FOR DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE

Marcos Alberto Ferreira da Silva (1); Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho (2);
Roberto Chust Carvalho (2), Marcelo de Araújo Ferreira (2)

- (1) *Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da UFSCar; professor das Faculdades Logatti de Araraquara e do Centro Universitário Moura Lacerda de Ribeirão Preto;*
Email: mafasilva@aol.com
- (2) *Professor da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).*
Email: jassonf@power.ufscar.br
- (3) *Professor da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).*
Email: chust@power.ufscar.br
- (4) *Professor da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).*
Email: marcelof@power.ufscar.br

Resumo

A fissuração em vigas de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração. Quando excessiva, a fissuração de uma peça em concreto armado pode comprometer significativamente sua durabilidade. Para tipos comuns de fissuras, podem ser identificadas duas causas principais: a) fissuras causadas pelas propriedades reológicas do concreto fresco ou endurecido; b) fissuras causadas por carregamentos e/ou deformações impostas. O primeiro tipo de fissura pode ser controlado por medidas apropriadas de tecnologia do concreto. Já para o controle das fissuras causadas por carregamentos e/ou deformações impostas é necessário que o dimensionamento e detalhamento da armadura na seção transversal sejam adequados, para se evitar a abertura excessiva de fissuras quando a peça estiver em serviço. A NBR-6118:2003 apresenta critérios para verificar o risco de fissuração excessiva em vigas de concreto armado, onde se faz uma verificação de abertura excessiva de fissuras no estado limite de serviço. No presente trabalho, os critérios estabelecidos pela NBR 6118:2003 são comparados em exemplos numéricos com aqueles fornecidos pela versão anterior, a NBR 6118:1980, onde se observou que a norma atual apresenta um cálculo de fissuração mais favorável que a anterior.

Palavras-Chave: Concreto armado; NBR 6118:2003; Fissuração; Estado limite de serviço.

Abstract

The occurrence of cracking in reinforced concrete beams is inevitable, depending mainly on the actual concrete tensile strength. Excessive cracking may significantly affect the durability of concrete structures. For common types of cracks in concrete structures two primary causes may be distinguished: a) cracks caused by the rheological properties of the fresh or hardening concrete; b) cracks caused by loading and/or imposed deformations. The first type of cracks can be controlled by appropriate measures of concrete technology. For the control of cracks caused by loading and/or imposed deformation, it is needed an adequate calculation and detailing for the longitudinal reinforcing bars in order to avoid the excessive crack width when the structure is in service. The Brazilian code for design of structural concrete, NBR-6118:2003 provides design

criteria, wherein the excessive crack width at the serviceability limit state is verified. In the present paper, the specifications for limitation for the crack width provided by NBR-6118:2003 are compared through numeric examples with the ones provided by the former code, NBR-6118:1980, wherein the results are indicating that the 1980 version is more conservative than the 2003 one.

Keywords: Reinforced Concrete; NBR 6118:2003; Crack Width; Serviceability Limit State.

1 Introdução

Além de garantir segurança contra o colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação do uso da estrutura, é preciso garantir que a estrutura de concreto (armado ou protendido) atenda aos estados limites de serviço indicados na NBR 6118:2003; conforme essa norma, estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados. Enquanto o cálculo na ruína é fundamental para conferir às estruturas um nível adequado de segurança com relação à sua capacidade de resistir satisfatoriamente a todas as solicitações possíveis de ocorrer durante o tempo previsto para a sua existência, o cálculo em serviço é imprescindível para garantir um desempenho satisfatório das estruturas quando em uso normal, ou seja, nas condições de utilização (em serviço) para as quais foram projetadas.

O procedimento usualmente empregado no dimensionamento das estruturas de concreto armado consiste no cálculo considerando os estados limites últimos, seguido da verificação dos estados limites de serviço. Entretanto, muitas vezes, não se dá a devida importância a esta verificação ou, quando realizada, adotam-se simplificações grosseiras que acabam conduzindo a resultados distantes da situação real.

De acordo com a NBR 6118:2003, a segurança das estruturas de concreto armado pode exigir a verificação de alguns dos seguintes estados limites de serviço:

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras;
- b) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas características (w_k) iguais aos máximos especificados;
- c) Estado limite de deformações excessivas (ELS-D): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura;
- d) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Enquanto na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos as ações devem ser consideradas com seus valores de cálculo, na verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço, de acordo com a NBR 6118:2003, as ações devem ser consideradas com seus valores característicos usuais, sem majoração, ou seja, o coeficiente de ponderação das ações vale $\gamma_f = 1,0$.

O conhecimento tem indicado que no cálculo de abertura de fissuras, avaliação de deformações transversais (flechas), etc., o carregamento decisivo para o bom desempenho das estruturas é dado pela ação permanente acrescida de uma parcela da ação variável, que ocorre com frequência ou atua por um longo período de tempo. Assim, consideram-se diferentes combinações das ações na verificação dos estados limites de serviço citados anteriormente; o valor da parcela das ações variáveis a ser considerado difere para cada estado limite de serviço. A NBR 6118:2003 indica o tipo de combinação das ações (combinações de serviço) a ser utilizado na verificação de cada estado limite de serviço.

No texto que segue serão apresentados os procedimentos adotados pela NBR 6118:2003, que entrou em vigor recentemente, na verificação dos estados limites de serviço referentes à fissuração; as recomendações apresentadas são válidas tanto para elementos estruturais lineares como também para lajes. Apresentam-se ainda exemplos em que se verifica o risco de fissuração excessiva em vigas de acordo com os critérios estabelecidos por esta norma e pela NBR 6118:1980, que não está mais vigente, comparando os resultados obtidos.

2 Análise da fissuração em peças de concreto armado

Pode-se dizer que a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; para impedir este fenômeno, seria necessário adotar seções transversais de dimensões exageradas, o que se torna economicamente inviável.

Entretanto, as fissuras não devem se apresentar com aberturas muito grandes. Quando excessiva, a fissuração pode comprometer significativamente a estética, a funcionalidade ou a durabilidade de uma peça de concreto armado. Além disso, deve-se ter em conta o desconforto psicológico que fissuras com aberturas exageradas pode gerar aos usuários.

Embora não seja a única causa, ou condição necessária, quando da ocorrência de fissuras com aberturas exageradas, pode-se dizer que há grande risco de haver uma degradação rápida do concreto superficial e da armadura.

Vale salientar que outros fatores, tais como porosidade do concreto, cobrimento insuficiente da armadura, presença de produtos químicos, agentes agressivos etc., contribuem ou podem ser determinantes na durabilidade da estrutura. Examinados esses fatores, visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, é necessário que o projetista de estruturas busque controlar a abertura das fissuras, evitando que a peça sofra fissuração excessiva, devida à flexão, detalhando adequadamente a armadura na seção transversal e, se for o caso, aumentando-a. Nesse caso, trata-se de uma verificação de estado limite de serviço, ou seja, interessa saber a fissuração que ocorrerá na peça quando esta estiver em serviço (utilização) e não próxima a atingir o colapso.

Convém lembrar que a fissuração, ainda, é influenciada pela retração e pela compacidade do concreto. Desse modo, é importante o controle da fabricação do concreto com relação à utilização do menor fator água/cimento possível, como também o controle das operações de lançamento e adensamento do concreto e da sua cura.

Portanto, diversas são as circunstâncias que podem acarretar a formação de fissuras em peças de concreto. Pode-se distinguir as fissuras produzidas por solicitações devidas ao carregamento, que são causadas por ações diretas de tração, flexão ou cisalhamento e que ocorrem nas regiões tracionadas, e as fissuras não produzidas por carregamento, que são causadas por deformações impostas, tais como retração, variação de temperatura e recalques diferenciais.

Conforme mencionado, são dois os estados-limites referentes à fissuração que devem ser analisados para o caso de peças de concreto fletidas: estado limite de formação de fissuras (ELS-F), e estado limite de abertura das fissuras (ELS-W).

2.1 Estado limite de formação de fissuras

De acordo com a NBR 6118:2003, o estado limite de formação de fissuras (ELS-W) é aquele em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$).

Conforme mencionado, a fissuração é um fenômeno inevitável em peças de concreto. Assim, poder-se-ia pensar que a verificação do estado limite de formação de fissuras é desnecessária. Entretanto, a partir desta verificação, torna-se possível identificar o estágio de comportamento da peça.

A identificação do estágio de comportamento em que se encontra a peça em serviço, é um importante aspecto a ser analisado no equacionamento do problema de verificação dos estados limites de serviço. Estes estágios traduzem as diversas fases pelas quais passa uma peça de concreto armado quando submetida a um carregamento crescente. Normalmente, para as ações de serviço (ações reais, não majoradas), as seções encontram-se nos estágios I ou II.

No estágio I a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{ctk}), e não há fissuras de flexão visíveis; nesse estágio o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear, e as tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto. Já o estágio II, este é caracterizado pela presença de fissuras nas zonas de tração e, portanto, o concreto situado nessas regiões é desprezado; nesse estágio a tensão de tração na maioria dos pontos situados na região tracionada da seção tem valor superior ao da resistência característica do concreto à tração.

A separação entre estes dois estágios de comportamento é definida pelo momento de fissuração (M_r), o qual define-se como sendo o momento fletor capaz de provocar a primeira fissura na peça. Se o momento fletor atuante numa dada seção da peça for menor do que o momento de fissuração, isto significa que esta seção não está fissurada e, portanto, encontra-se no estágio I, caso contrário, se o momento fletor atuante for maior do que o de fissuração, a seção encontra-se fissurada e, portanto, no estágio II. Neste segundo caso, diz-se que foi ultrapassado o estado limite de formação de fissuras.

De acordo com a NBR 6118:2003, o momento de fissuração pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

onde:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta ($\alpha = 1,2$ para seções em forma de “T” ou duplo “T”, e $\alpha = 1,5$ para seções retangulares);

y_t é a distância do centro de gravidade da seção transversal a sua fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto. Para esta verificação particular, para determinação do momento de fissuração, deve ser usado $f_{ct} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

De acordo com a NBR 6118:2003, para a verificação da segurança com relação ao estado limite de formação de fissuras, pode ser considerada a combinação freqüente de serviço ou a rara; embora a NBR 6118:2003 não comente, a escolha da combinação a ser utilizada nesta verificação pode ser feita considerando a classe de agressividade ambiental. Se a classe de agressividade ambiental for a I ou a II, pode-se utilizar a combinação freqüente, e se for a III ou a IV, pode-se utilizar a combinação rara; na tabela 2 apresentam-se estas classes de agressividade ambiental.

Nas combinações freqüentes de serviço (combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura) a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 \cdot F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$, sendo:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico da ação variável principal direta;

F_{gik} é o valor característico das ações permanentes;

ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para estado limite de serviço;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para estado limite de serviço.

Nas combinações raras de serviço, por sua vez, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 \cdot F_{qk}$, sendo:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qjk}$$

onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico da ação variável principal direta;

F_{gik} é o valor característico das ações permanentes;

ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para estado limite de serviço.

Nas expressões anteriores, é possível observar que as ações devem ser consideradas com seus valores característicos usuais, sem majoração, ou seja, o coeficiente de ponderação das ações vale $\gamma_f = 1,0$.

2.2 Estado limite de abertura das fissuras

Para evitar que surjam problemas relativos à funcionalidade e à durabilidade das estruturas, as fissuras não devem se apresentar com aberturas muito grandes. Outro grave problema que pode ser evitado através da limitação da abertura das fissuras é a corrosão das armaduras; aberturas excessivas facilitam a penetração, do meio externo para o interior da massa de concreto, de agentes agressivos capazes de provocar a degradação do próprio concreto e, também, das armaduras, podendo conduzir ao colapso da estrutura. Além disso, convém lembrar que fissuras com aberturas exageradas geram um certo desconforto psicológico aos usuários, prejudicando, ainda, a estética.

O estado limite de formação das fissuras é caracterizado pela situação em que as fissuras se apresentam com aberturas características (w_k) iguais aos máximos especificados. Na tabela 1 indicam-se estes limites, dados pela NBR 6118:2003 em função das classes de agressividade ambiental.

De maneira geral, em estruturas bem projetadas e construídas e sob ações

previstas na normalização, a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites indicados na tabela 1 não denota perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados limites últimos, conforme prescreve a NBR 6118:2003.

As aberturas máximas w_k apresentadas na tabela 1 correspondem a valores-limite característicos para garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão; a abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm sob ação das combinações freqüentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas. Entretanto, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas, não se devendo esperar que as aberturas de fissuras reais correspondam estritamente aos valores estimados, isto é, fissuras reais podem eventualmente ultrapassar os limites indicados nessa tabela.

TABELA 1 Abertura máxima das fissuras características (w_k), para elementos de concreto armado, combinação freqüente, em função das classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental (ver tabela 2)	Abertura máxima das fissuras características (w_k)	Combinação de ações em serviço a utilizar
I	$w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
II	$w_k \leq 0,3$ mm	Combinação freqüente
III	$w_k \leq 0,3$ mm	Combinação freqüente
IV	$w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente

Nos projetos das estruturas correntes a agressividade ambiental pode ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 2. Conforme a NBR 6118:2003, a agressividade ambiental pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes; a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

TABELA 2 Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

2.2.1 Controle da fissuração por meio da limitação da abertura estimada das fissuras

Na avaliação dos valores das aberturas das fissuras, conforme prescreve a NBR 6118:2003, para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e ativa aderente que controlam a fissuração do elemento estrutural deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7 \cdot \phi$ do contorno do elemento da armadura (figura 1).

É conveniente que toda a “pele” tracionada tenha armaduras que limitem a abertura de fissuras na região $A_{cr,i}$ considerada, conforme indicado na figura 1.

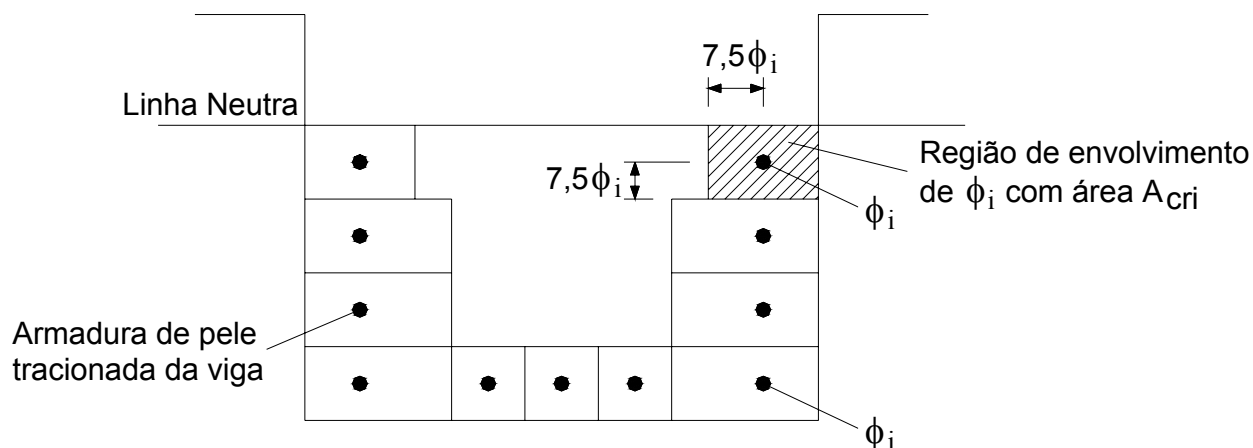


FIGURA 1. Concreto de envolvimento da armadura conforme a NBR 6118:2003

A grandeza da abertura de fissuras, w , determinada para cada parte da região de envolvimento, será a menor entre as obtidas pelas expressões seguintes:

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}}$$

$$w = \frac{\phi_i}{(12,5 \cdot \eta_i)} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde:

σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} é área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

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

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

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

η_i é o coeficiente de conformação superficial η_1 da armadura considerada (ver tabela 3);

$f_{ct,m}$ é a resistência média do concreto à tração ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$);

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II; o cálculo no estágio II (que admite comportamento linear dos materiais e despreza a resistência à tração do concreto) pode ser feito considerando a relação α_e entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15.

TABELA 3 Coeficiente de conformação superficial de barras (η_1)

Coeficiente de conformação superficial		
Barra lisa (CA-25)	Barra entalhada (CA-60)	Barra nervurada de alta aderência (CA-50)
$\eta_1 = 1,0$	$\eta_1 = 1,4$	$\eta_1 = 2,25$

De acordo com a NBR 6118:2003, nas vigas usuais, com altura menor que 1,2 m, pode-se considerar atendida a condição de abertura de fissuras em toda a pele tracionada se a abertura de fissuras calculada na região das barras mais tracionadas for verificada e se existir uma armadura lateral (armadura de pele) que atenda as seguintes exigências:

- ser composta por barras de alta aderência (coeficiente de conformação superficial de armadura passiva $\eta_1 \geq 2,25$);
- com área de sua seção não menor que 0,10% da área da alma da viga ($A_{c,alma}$);
- com espaçamento t entre barras não menor que 20 cm, $d/3$ ou $15 \cdot \phi$; d é a altura útil da viga, e ϕ é o diâmetro das barras da armadura de pele.

A função dessa armadura é, principalmente, minimizar os problemas decorrentes da fissuração, retração e variação de temperatura. Serve também para

diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas. Conforme a NBR 6118:2003, a armadura de pele deve ser usada quando a altura da viga ultrapassar 60 cm.

2.2.2 Controle da fissuração sem a verificação da abertura de fissuras

Para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado limite de fissuração (aberturas máximas esperadas da ordem de 0,3 mm para o concreto armado) um elemento estrutural deve ser dimensionado respeitando as exigências de cobrimento e de armadura mínima determinadas pela NBR 6118:2003 e as restrições da tabela 4, quanto ao diâmetro máximo ($\phi_{\text{máx}}$) e ao espaçamento máximo ($s_{\text{máx}}$). A tensão σ_s deve ser determinada no estágio II. As restrições apresentadas na tabela 4 encontram-se indicadas na NBR 6118:2003.

TABELA 4 Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência

Tensão σ_s na barra (MPa)	Valores máximos para concreto sem armaduras ativas	
	$\phi_{\text{máx}}$ (mm)	$s_{\text{máx}}$ (cm)
160	32	30
200	25	25
240	16	20
280	12,5	15
320	10	10
360	8	6

3 Exemplos

A seguir apresentam-se exemplos em que se verifica o risco de fissuração excessiva em vigas de concreto armado de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR 6118:2003 e pela NBR 6118:1980, que não está mais vigente, comparando os resultados obtidos.

Exemplo 1 – Viga de seção transversal retangular (figura 2), com os seguintes dados:

- Materiais: concreto C20 ($f_{ck} = 20$ MPa), aço CA-50 ($E_s = 210$ GPa)
- Seção transversal: $b_w = 35$ cm, $h = 70$ cm
- Momentos fletores: $M_{g,k} = 365,00$ kN·m (permanente); $M_{q,k} = 40,00$ kN·m (variável)
- Armadura de flexão: $A_s = 25$ cm² ($5 \phi 25,0$ mm)
- Armadura de cisalhamento: $\phi_{\text{estribo}} = 8,0$ mm
- Cobrimento nominal: $C_{\text{nom}} = 30$ mm (classe de agressividade ambiental II)

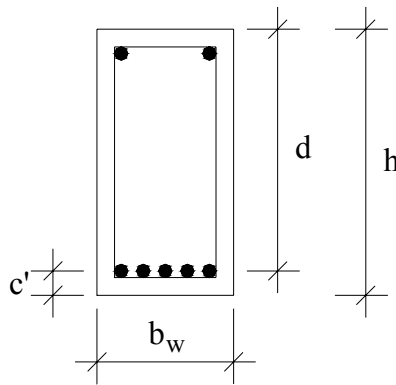


FIGURA 2. Seção transversal da viga do exemplo 1

a) Propriedades geométricas da seção transversal

a.1) Altura útil

$$d = h - c' = 70,0 - 5,05 \cong 65,0 \text{ cm}$$

a.2) Momento de inércia da seção no estágio I (seção bruta)

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{35 \cdot 70^3}{12} = 1000417 \text{ cm}^4$$

a.3) Momento de inércia da seção no estágio II puro (seção homogeneizada)

- Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{210000}{4760 \cdot \sqrt{20}} = 9,87$$

- Posição da linha neutra no estágio II

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-246,75 \pm \sqrt{246,75^2 + 4 \cdot 17,5 \cdot 16039}}{2 \cdot 17,5} \cong 24,0 \text{ cm}$$

com:

$$a_1 = b_w / 2 = 35 / 2 = 17,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s = 9,87 \cdot 25,0 = 246,75 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s = -(65,0 \cdot 246,75) = -16039 \text{ cm}^3$$

- Momento de inércia da seção no estágio II

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{35 \cdot 24^3}{3} + 9,87 \cdot 25,0 \cdot (65,0 - 24,0)^2 = 576067 \text{ cm}^4$$

b) Verificação do estado limite de formação de fissuras (segundo a NBR 6118:2003)

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_I}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,16 \cdot 1000417}{35,0} = 6860 \text{ KN} \cdot \text{cm} = 68,60 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (momento de fissuração)}$$

com:

$$\alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$f_{ct} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot 20^{2/3} \cong 1,6 \text{ MPa} = 0,16 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{d,ser} = 365,0 + 0,4 \cdot 40,0 = 381,0 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (momento fletor de serviço, para combinação freqüente de ações)}$$

Como $M_{d,ser} = 381,0 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_r = 68,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$, a peça está fissurada.

c) Verificação do estado limite de abertura das fissuras (segundo a NBR 6118:2003)

- Tensão na armadura no estágio II

$$\sigma_{si} = \frac{M_{d,ser}}{I_{II}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_e = \frac{381,0}{576067 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,41 \cdot 9,87 = 267641 \text{ KN/m}^2 \cong 268 \text{ MPa}$$

com:

$$M_{d,ser} = 365,0 + 0,4 \cdot 40,0 = 381,0 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (combinação freqüente de ações)}$$

$$y_{si} = d - x_{II} = 65,0 - 24,0 = 41,0 \text{ cm} = 0,41 \text{ m} \text{ (distância da armadura } i \text{ até a linha neutra)}$$

- Abertura estimada das fissuras

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{25}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{268}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 268}{2,21} = 0,41 \text{ mm}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{25}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{268}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0257} + 45 \right) = 0,23 \text{ mm}$$

assim, $w = 0,23 \text{ mm}$ (menor valor)

com:

$$\eta_i = 2,25 \text{ (ver tabela 3)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,21 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{5,0}{194,45} = 0,0257$$

$A_{cri} = 194,45 \text{ cm}^2$ (área do retângulo que considera o envolvimento de concreto na barra indicada no desenho da figura 3)

Como, $w = 0,23 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ (ver tabela 1), conclui-se que a fissuração não é nociva.

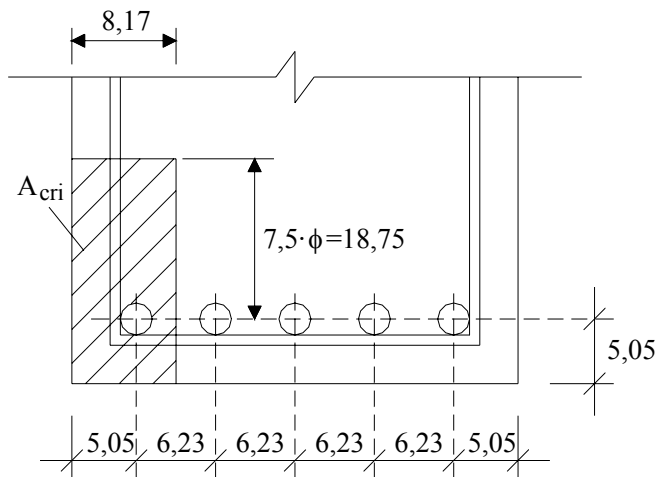


FIGURA 3. Concreto de envolvimento das barras da armadura do exemplo 1

d) Verificação do estado limite de abertura das fissuras (segundo a NBR 6118:1980)

A NBR 6118:1980 indicava que a fissuração seria nociva, neste caso, quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassasse 0,2 mm, sendo que esta condição ocorreria quando se verificassem simultaneamente as seguintes desigualdades:

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) > 2$$

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{tk}} > 2$$

Verificando, tem-se:

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = \frac{25}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{268}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0408} + 45 \right) = 2,03 > 2$$

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{tk}} = \frac{25}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{268}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 268}{1,9} = 6,00 > 2$$

com:

$\phi = 25$ mm (diâmetro das barras)

$\eta_b = 1,5$ (coeficiente de conformação superficial das barras da armadura, conforme indicava a NBR 6118:1980)

$E_s = 210000$ MPa (módulo de elasticidade longitudinal do aço)

$\sigma_s = 268$ MPa (tensão na armadura no estágio II)

$f_{tk} = 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 = 0,06 \cdot 20 + 0,7 = 1,9$ MPa (resistência característica do concreto à tração, conforme indicava a NBR 6118:1980)

$\rho_r = A_s/A_{cr} = A_s/0,25 \cdot b_w \cdot h = 25,0/0,25 \cdot 35 \cdot 70 = 0,0408$ (taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto A_{cr} interessada pela fissuração)

Conforme indicava a NBR 6118:1980, como se verificaram simultaneamente essas duas desigualdades, a fissuração seria nociva neste caso, contrário ao que indica a NBR 6118:2003.

Exemplo 2 – Viga de seção transversal retangular (figura 4), com os seguintes dados:

- Materiais: concreto C20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$), aço CA-50 ($E_s = 210 \text{ GPa}$)
- Seção transversal: $b_w = 25 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$
- Momentos fletores: $M_{g,k} = 145,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (permanente); $M_{q,k} = 20,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (variável)
- Armadura de flexão: $A_s = 12,60 \text{ cm}^2$ ($4 \phi 20,0 \text{ mm}$)
- Armadura de cisalhamento: $\phi_{\text{estribo}} = 6,3 \text{ mm}$
- Cobrimento nominal: $C_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$ (classe de agressividade ambiental II)

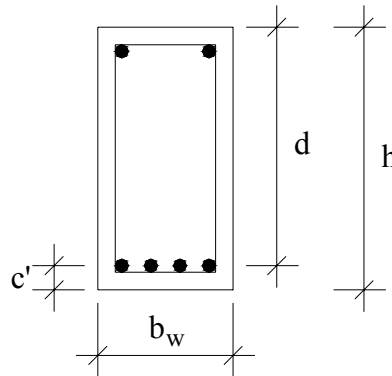


FIGURA 4. Seção transversal da viga do exemplo 2

a) Propriedades geométricas da seção transversal

a.1) Altura útil

$$d = h - c' = 55,0 - 4,63 \cong 50,37 \text{ cm}$$

a.2) Momento de inércia da seção no estágio I (seção bruta)

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 55^3}{12} = 346615 \text{ cm}^4$$

a.3) Momento de inércia da seção no estágio II puro (seção homogeneizada)

- Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{210000}{4760 \cdot \sqrt{20}} = 9,87$$

- Posição da linha neutra no estágio II

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-124,36 \pm \sqrt{124,36^2 + 4 \cdot 12,5 \cdot 6264}}{2 \cdot 12,5} \cong 18,0 \text{ cm}$$

com:

$$a_1 = b_w / 2 = 25 / 2 = 12,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s = 9,87 \cdot 12,60 = 124,36 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s = -(50,37 \cdot 124,36) = -6264 \text{ cm}^3$$

- Momento de inércia da seção no estágio II

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{25 \cdot 18^3}{3} + 9,87 \cdot 12,60 \cdot (50,37 - 18,0)^2 = 178909 \text{ cm}^4$$

b) Verificação do estado limite de formação de fissuras (segundo a NBR 6118:2003)

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_I}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,16 \cdot 346615}{27,5} = 3025 \text{ KN} \cdot \text{cm} = 30,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (momento de fissuração)}$$

com:

$$\alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$f_{ct} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot 20^{2/3} \cong 1,6 \text{ MPa} = 0,16 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{d,ser} = 145,0 + 0,4 \cdot 20,0 = 153,0 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (Momento fletor de serviço, para combinação freqüente de ações)}$$

Como $M_{d,ser} = 153,0 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_r = 30,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$, a peça está fissurada.

c) Verificação do estado limite de abertura das fissuras (segundo a NBR 6118:2003)

- Tensão na armadura no estágio II

$$\sigma_{si} = \frac{M_{d,ser}}{I_{II}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_e = \frac{153,0}{178909 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,3237 \cdot 9,87 = 273224 \text{ KN/m}^2 \cong 273 \text{ MPa}$$

com:

$$M_{d,ser} = 145,0 + 0,4 \cdot 20,0 = 153,0 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (combinação freqüente de ações)}$$

$$y_{si} = d - x_{II} = 50,37 - 18,0 = 32,37 \text{ cm} = 0,3237 \text{ m} \text{ (distância da armadura } i \text{ até a linha neutra)}$$

- Abertura estimada das fissuras

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{20}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{273}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 273}{2,21} = 0,34 \text{ mm}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{20}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{273}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0221} + 45 \right) = 0,21 \text{ mm}$$

assim, $w = 0,21 \text{ mm}$ (menor valor)

com:

$$\eta_i = 2,25 \text{ (ver tabela 3)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,21 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{3,15}{142,51} = 0,0221$$

$A_{cri} = 142,51 \text{ cm}^2$ (área do retângulo que considera o envolvimento de concreto na barra indicada no desenho da figura 5)

Como, $w = 0,21 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ (ver tabela 1), conclui-se que a fissuração não é nociva.

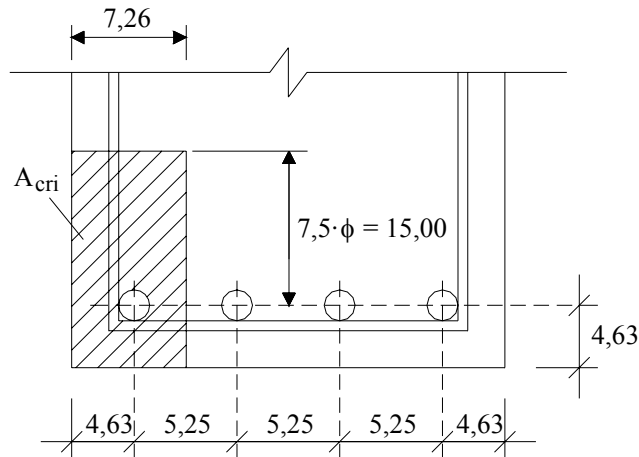


FIGURA 5. Concreto de envolvimento das barras da armadura do exemplo 2

d) Verificação do estado limite de abertura das fissuras (segundo a NBR 6118:1980)

Verificando, tem-se:

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = \frac{20}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{273}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0367} + 45 \right) = 1,78 < 2$$

$$\frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{tk}} = \frac{20}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{273}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 273}{1,9} = 4,98 > 2$$

com:

$\phi = 20 \text{ mm}$ (diâmetro das barras)

$\eta_b = 1,5$ (coeficiente de conformação superficial das barras da armadura, conforme indicava a NBR 6118:1980)

$E_s = 210000 \text{ MPa}$ (módulo de elasticidade longitudinal do aço)

$\sigma_s = 273 \text{ MPa}$ (tensão na armadura no estágio II)

$f_{tk} = 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 = 0,06 \cdot 20 + 0,7 = 1,9 \text{ MPa}$ (resistência característica do concreto à tração, conforme indicava a NBR 6118:1980)

$\rho_r = A_s / A_{cr} = A_s / (0,25 \cdot b_w \cdot h) = 12,60 / (0,25 \cdot 25 \cdot 55) = 0,0367$ (taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto A_{cr} interessada pela fissuração)

Conforme indicava a NBR 6118:1980, como não se verificaram simultaneamente essas duas desigualdades, a fissuração não seria nociva neste caso, idêntico ao que indica a NBR 6118:2003.

4 Conclusões

A verificação dos estados limites de serviço tem por objetivo garantir um desempenho satisfatório das estruturas quando em uso normal, ou seja, nas condições de utilização para as quais foram projetadas; é importante não se adotar simplificações grosseiras nesta verificação, que possam conduzir a resultados distantes da situação real.

Dentre as providências que podem ser tomadas nos casos em que as aberturas características das fissuras ultrapassam os respectivos valores limites, citam-se:

- adotar barras com diâmetros menores, mantendo a área total calculada; isto implica em aumentar o número de barras e diminuir o espaçamento entre elas;
- aumentar a área total de armadura;
- aumentar a seção transversal da peça.

Pela análise dos resultados verifica-se que em algumas situações (no caso, no exemplo 1), os resultados obtidos pela NBR 6118:2003 são mais favoráveis que os dados pela versão de 1980, em que a verificação era feita com base na seção bruta de concreto, e agora é considerada apenas a área de envolvimento de concreto das barras, devendo-se buscar a mais crítica. Esse fato pode prejudicar, nesses casos, a durabilidade da peça, o que é um contra-senso, já que a busca de peças duráveis é uma das grandes preocupações da versão atual.

5 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:1980**. Projeto e execução de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BRANDÃO, A. M. S.; PINHEIRO, L. M. **Estados limites de utilização**. São Carlos: EESC-USP, 1999. 32 p. Apostila.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2004. 374 p.