



FISSURAÇÃO - FISSURAS DE FLEXÃO

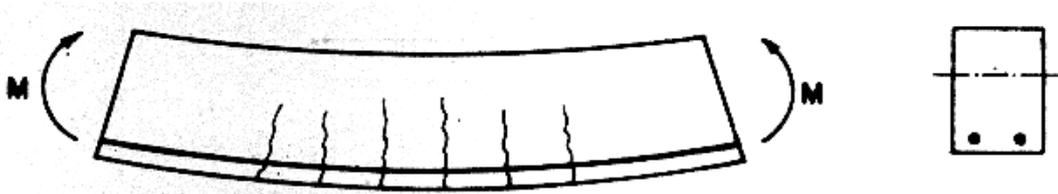


Figura 1

- As fissuras de flexão são as mais estudadas e mais medidas em laboratórios de estruturas.
- Todas as normas de concreto armado apresentam formulações para calcular e limitar a abertura dessas fissuras.
- Os conceitos básicos das diferentes formulações são semelhantes.
- Os ajustes das fórmulas, no entanto, conduzem a expressões diferentes e a previsões diversas para as aberturas das fissuras de flexão.
- Como ilustração da dispersão dos ensaios, apresentamos a aferição da formulação do Prof. Gallus Rehm.
- A formulação do C.E.B. 1978 é a que apresenta previsões de abertura de fissura mais próximas das medições feitas em vigas de obras reais e em vigas ensaiadas em laboratórios.
- Apresentamos um exemplo de cálculo da abertura de fissura usando as formulações de:
 - Prof. Gallus Rehm ,
 - CEB 78
 - Nova norma brasileira NBR 6118 / 2002.
- Usamos as formulações do CEB-78 na avaliação das fissuras medidas em 4 vigas com 1,70 metros de vão, ensaiadas no laboratório de materiais da UERJ.
- Usamos as formulações do CEB-78 e do Prof. Gallus Rehm na avaliação das fissuras medidas em 2 vigas com 6,0 metros de vão, ensaiadas na Alemanha pelo Prof. Fritz Leonhardt.



Existem diferentes tipos de fissuras nas estruturas de concreto armado. Entre elas destacamos as fissuras devidas às cargas atuantes na estrutura

a) Fissura de separação (Tração)

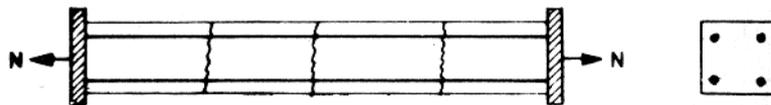


Figura 2

b) Fissura de flexão



Figura 3

c) Fissuras de alma na flexão

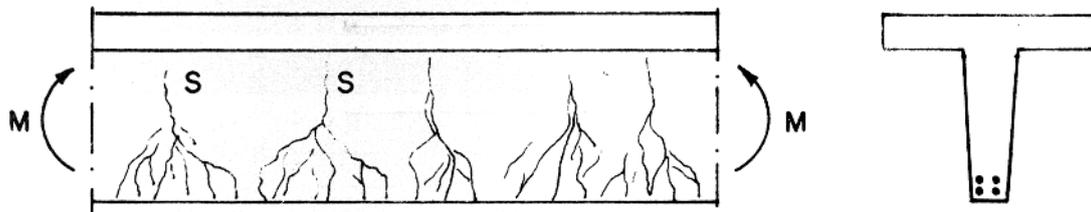


Figura 4

d) Fissuras de cisalhamento

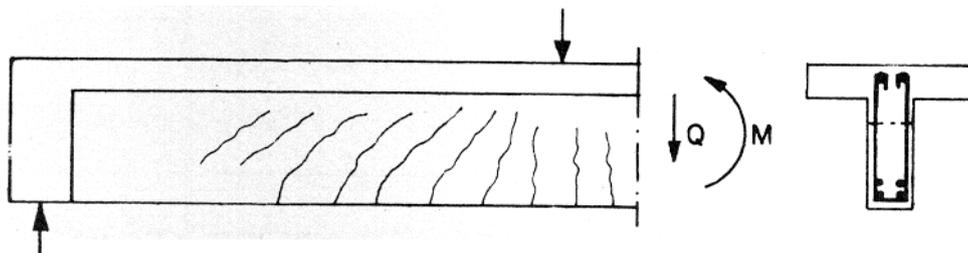


Figura 5



FISSURAS DE FLEXÃO

As fissuras de flexão são as mais estudadas e todas as normas apresentam um modo de calcular a sua abertura w (Figura 6).

$$\omega_m = a_m \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

ω_m = abertura média

a_m = distância média entre fissuras

ε_{sm} = alongamento médio do aço entre as fissuras

ε_{cm} = alongamento médio do concreto entre as fissuras, geralmente desprezado.

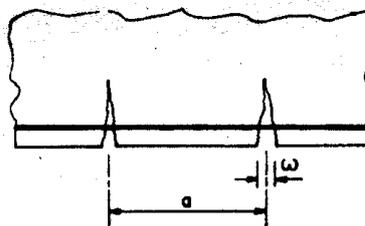


Figura 6

Define-se estatisticamente uma abertura de fissura característica com apenas 5 ou 10% de probabilidade de ocorrer uma fissura com abertura maior. (Fig.7)

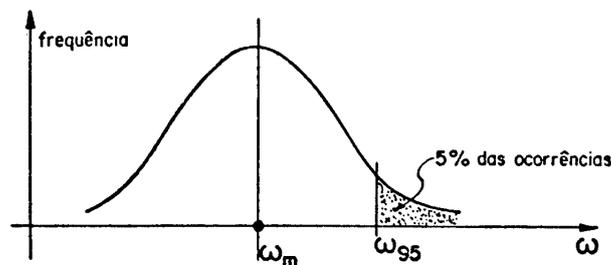


Figura 7

O Prof Gallus Rehm, avaliando a dispersão dos ensaios, propõe :

Coefficiente de variação $v = 0,67$

$$\omega_{95} = \omega_m \times (1 + 1,645 \times 0,67) = 2,1 \times \omega_m$$

$$\omega_{95} = 2,1 \times \omega_m$$

$$\omega_{95} = 2,1 \times a_m \times (\varepsilon_s - \varepsilon_c)$$



O Prof. Lobo Carneiro, em trabalho realizado no INT/ RJ , obteve
 $\nu = 0,44$ a $0,62$.

Adotando-se $\nu = 0,44$ teremos $\omega_{95} = \omega_m \times (1 + 1,645 \times 0,44) = 1,72 \times \omega_m$

Com $\nu = 0,50$ teríamos $\omega_{95} = \omega_m \times (1 + 1,645 \times 0,62) = 2,02 \times \omega_m$

Em geral, a distância média entre as fissuras é avaliada usando a expressão:

$$a_m = \left(K1 \times C + K2 \times S + K3 \times \left(\frac{\phi}{\mu} \right) \right)$$

C = cobrimento

S = espaçamento entre as barras da armadura

ϕ = diâmetro das barras

μ = porcentagem de armação

K1 , K2 e K3 = constantes a aferir com ensaios

O alongamento médio do aço é avaliado como sendo:

$$\epsilon_m = \frac{\sigma_m}{E_s} \text{ onde:}$$

σ_m = tensão médio no aço

E_s = módulo de elasticidade do aço das barras

$\sigma_{aço}^{II}$ = tensão no aço no estágio 2, calculada sem considerar tensões de tração no concreto.



3- Variação das tensões de tração no aço e no concreto junto a uma fissura.

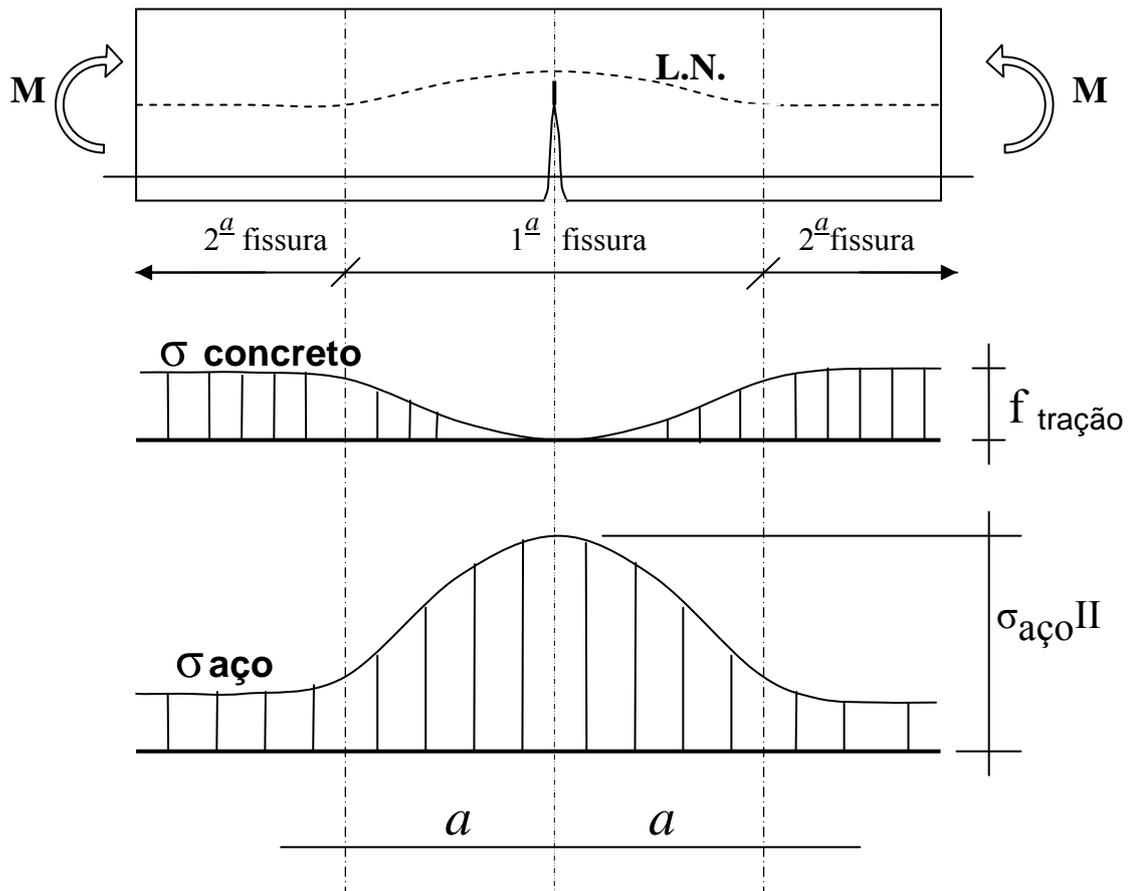


Figura 8

M = momento fletor atuante na viga

L.N. = linha neutra da seção transversal

$f_{\text{tração}}$ = resistência à tração do concreto

$\sigma_{\text{aço}}^{\text{II}}$ = tensão no aço calculada no estágio 2, sem considerar tensões de tração no concreto.

A tensão no aço é grande na seção com uma fissura ($\sigma_{\text{aço}}^{\text{II}}$) e é menor nas seções mais afastadas da fissura, conforme se observa na Fig. 8.



A redução da tensão no aço entre fissuras é devida à participação do concreto não fissurado, como se observa nas Figuras 9 e 10.

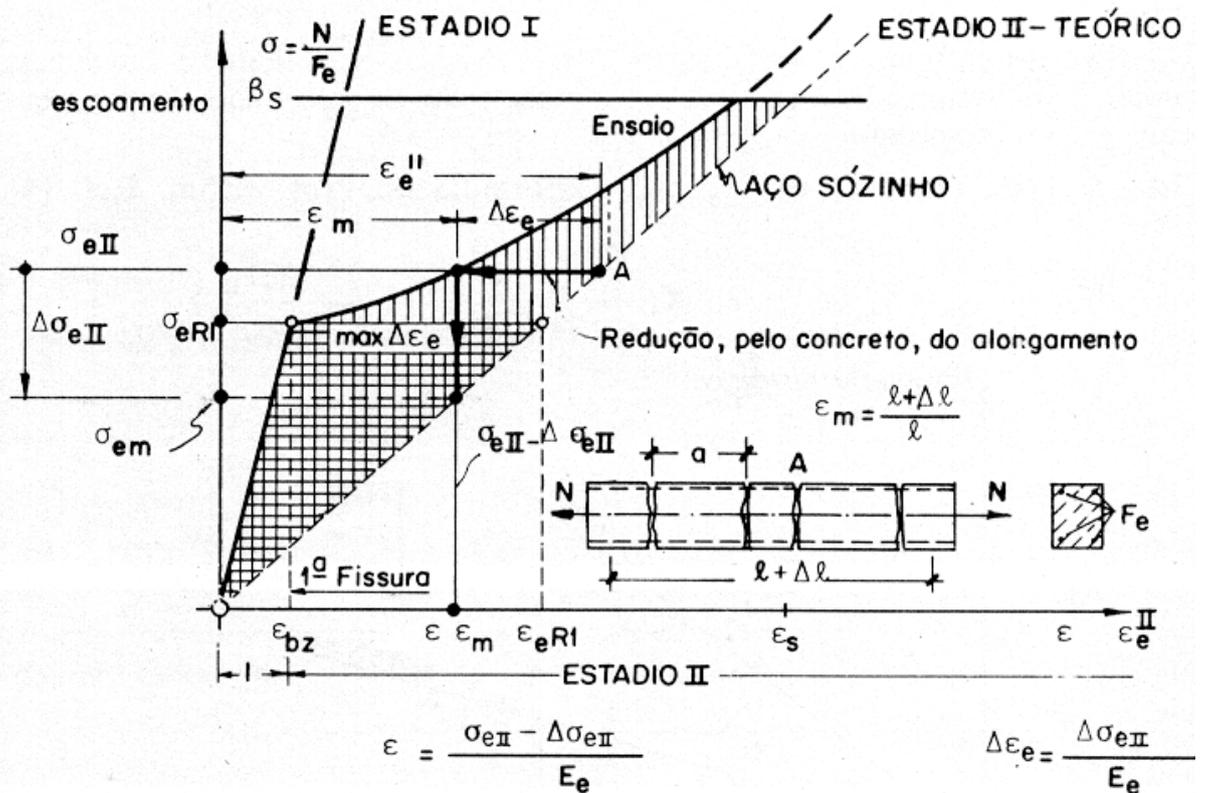


Figura 9 - Ref [7]

Esta participação do concreto é avaliada experimentalmente e cada norma ou experimentador a define a seu modo. Como um exemplo, o C.E.B considera a tensão σ_{sR} , que é a tensão do aço no momento em que se forma a 1ª fissura. Ver figura 10.

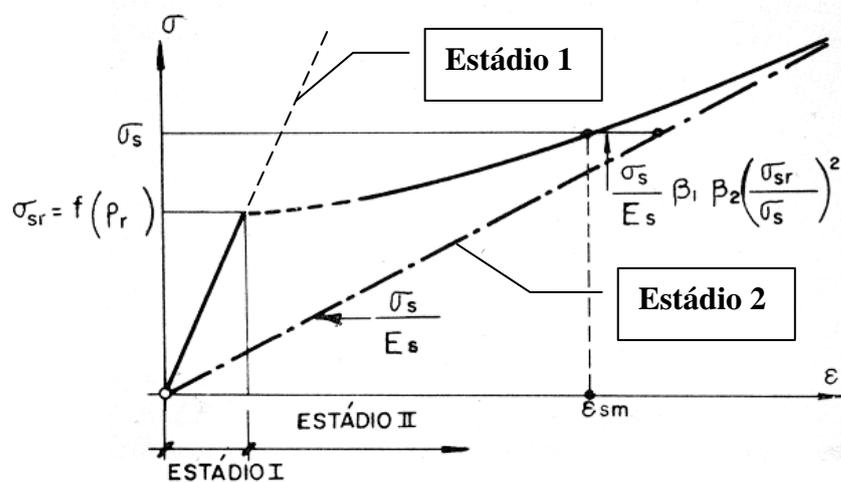


Figura 10 - CEB/78 – Ref [2]



4. – FISSURAS DE FLEXÃO –

Formulação proposta por Prof. Gallus Rehm em [4]

As diversas normas, embora sigam idéias básicas semelhantes, conduzem a resultados diferentes.

Isto se deve à interpretação de resultados experimentais com grande dispersão.

A seguir mostramos como foi feita a aferição da fórmula do Prof. Rehm Ref.[4]

A fórmula proposta por Prof. Gallus Rehm em [4] é a abaixo indicada :

$$W_{95} = K_4 \times \left(K_1 \times \ddot{u}_b + K_2 \times K_3 \times \frac{\Phi}{\mu} \right) \times \frac{\sigma_{eII}}{E_e} \times \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{eII}}{\sigma_{eII}} \right)$$

onde :

\ddot{u}_b = cobrimento das armaduras pelo concreto

Φ = diâmetro da barra da armadura

$\mu = \frac{A_s}{b \times h}$ = porcentagem da armadura de flexão

σ_{eII} = tensão no aço da armadura considerando o estágio II, isto é, sem considerar a resistência à tração do concreto.

$\Delta\sigma_{eII}$ = redução da tensão média do aço devida à existência de tensões de tração no concreto.

E_e = módulo de elasticidade do aço da armadura.

K_1 = fator que leva em conta a influência do cobrimento da armadura

K_2 = fator que leva em conta a influência das características da aderência das barras da armadura

K_3 = fator que leva em conta a influência da posição da linha neutra

K_4 = fator que leva em conta a relação entre a maior abertura das fissuras e a abertura média das fissuras.

Como já indicado $\omega_{95} \cong 2,1 \times \omega_m$. Logo $K_4 \cong 2,1$

K_1, K_2, K_3, K_4 devem se determinados por aferição com os resultados experimentais.



Aferição do coeficiente K_1

$$W_{95\%} = K_4 \times \left(\mathbf{K}_1 \times \ddot{u}_b + K_2 \times K_3 \times \frac{\Phi}{\mu} \right) \times \frac{\sigma_{eII}}{E_e} \times \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{eII}}{\sigma_{eII}} \right)$$

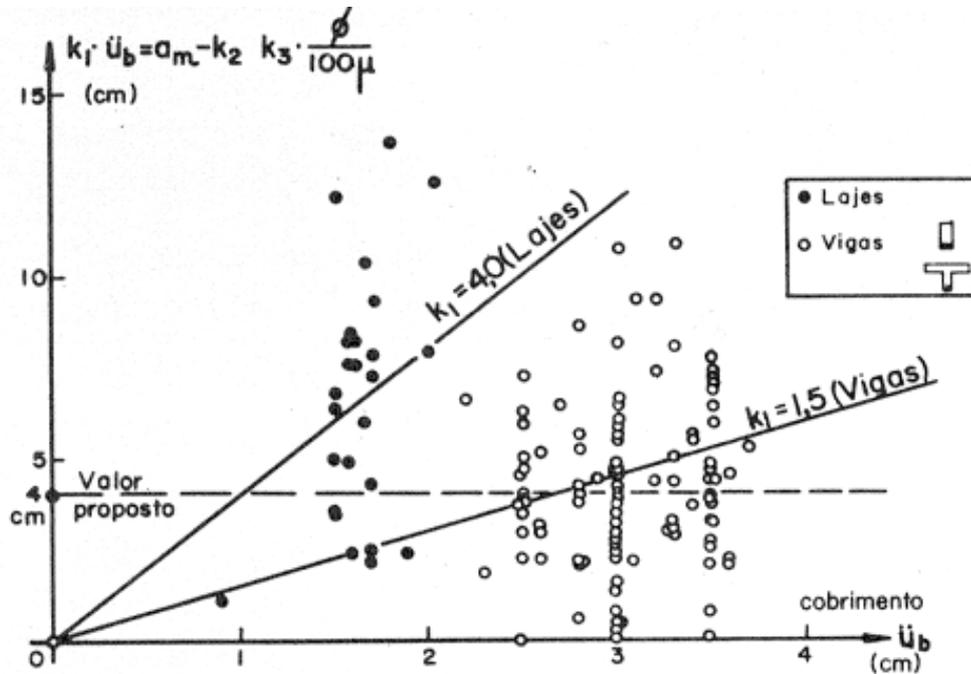


Figura 11 – Aferição do coeficiente K_1 que leva em conta o cobrimento da armadura.

\ddot{u}_b = cobrimento das armaduras pelo concreto

a_m = distância média entre as fissuras

ϕ = diâmetro da barra da armadura

$\mu = \frac{A_s}{b \times h}$ = porcentagem da armadura de flexão

- Foram ensaiadas lajes, vigas retangulares e vigas T.
- Os ensaios mostram que para vigas $K_1 \cong 1,5$ e para lajes $K_1 \cong 4,0$
- Como na prática usa-se em vigas cobrimento $\ddot{u}_b \cong 2,5$ a 3cm temos para vigas : $1,5 \times \ddot{u}_b = 1,5 \times (2,5 \text{ a } 3 \text{ cm}) = 3,7 \text{ a } 4,5 \text{ cm}$ e como em lajes se usa o cobrimento $\ddot{u}_b \cong 1,0\text{cm}$ e portanto : $4,0 \times \ddot{u}_b = 4,0 \times (1,0 \text{ cm}) = 4,0 \text{ cm}$
- Apesar da grande dispersão foi adotado o valor $k_1 \cdot \ddot{u}_b \cong 4\text{cm}$



Aferição do coeficiente K_2

$$W_{95\%} = K_4 \times \left(K_1 \times \ddot{u}_b + K_2 \times K_3 \times \frac{\Phi}{\mu} \right) \times \frac{\sigma_{eII}}{E_e} \times \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{eII}}{\sigma_{eII}} \right)$$

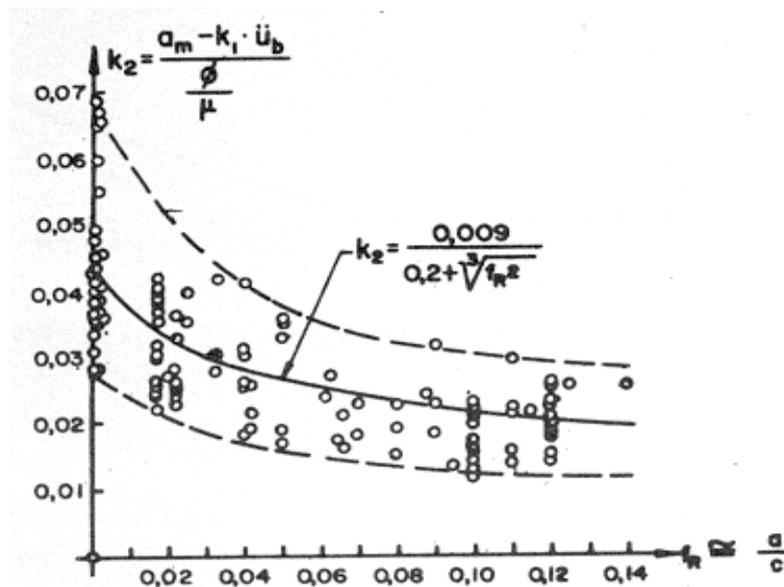


Figura 12 – Aferição do coeficiente K_2 que leva em conta a aderência aço × concreto.

Notando-se a grande dispersão, foi adotado o fator :

$$K_2 = \frac{0,009}{0,20 + \sqrt{(f_R)^2}} \text{ sendo :}$$

f_R o parâmetro que leva em conta a nervura das barras de aço : $f_R \cong \frac{a}{c}$

sendo : a = altura da nervura

c = passo longitudinal da hélice da nervura.

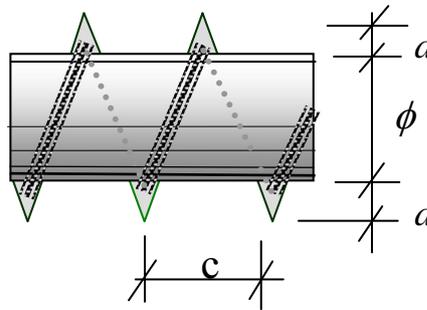
Em barras lisas $f_R = 0$

Em barras nervuradas usuais $f_R = 0,065$ a $0,10$

A norma DIN 1045 especifica $f_R \leq 0,15$



- O parâmetro que leva em conta a nervura das barras de aço é a relação $f_R \cong \frac{a}{c}$



$$f_R = \frac{a}{c}$$

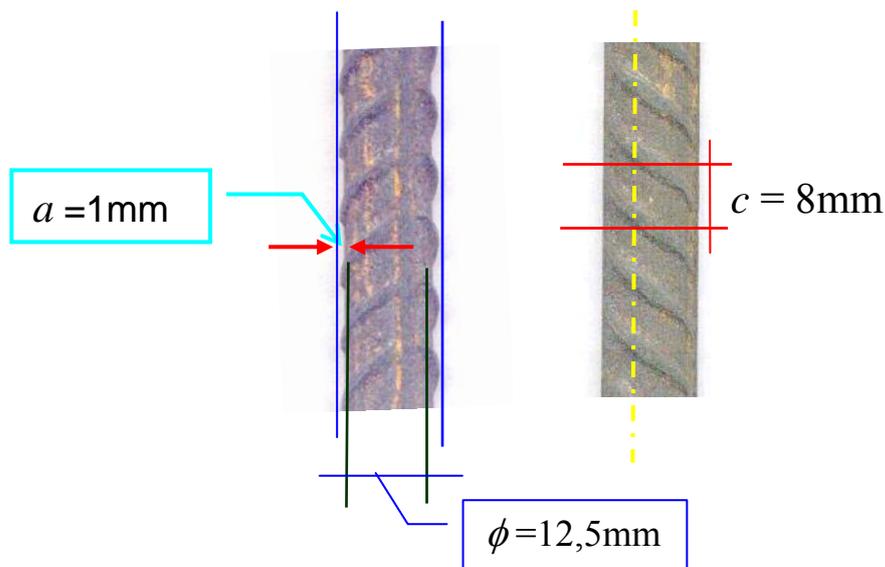


Figura 13 – Geometria da nervura em uma barra nervurada.

Exemplo de barra com nervura na figura acima:

$$\phi = 12,5\text{mm}$$

$$c = 8\text{mm}$$

$$a = 1\text{mm}$$

$$f_R = \frac{a}{c} = \frac{1\text{mm}}{8\text{mm}} = 0,125 \leq 0,15 = \text{limite da norma DIN 488}$$



Aferição da participação do concreto tracionado na redução do alongamento do aço

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{eII}}{E_e} \right), \text{ conforme Ref. [5]}$$

$$K = (\varepsilon_{eII} - \varepsilon_{em}) \times \left(\frac{E_e \times \mu}{\beta_{bZ}} \right); \quad \varepsilon_{em} = \varepsilon_{eII} - K \times \left(\frac{\beta_{bZ}}{E_e \times \mu} \right)$$

K

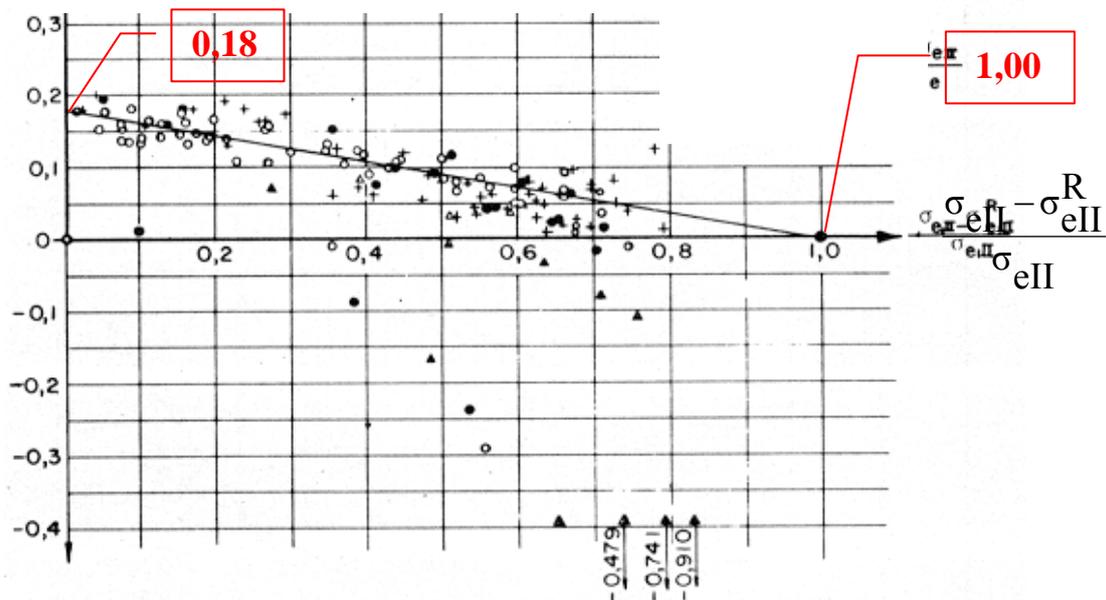


Figura 14

$$\varepsilon_{em} = \varepsilon_{eII} - \frac{\Delta\sigma_{eII}}{E_e}$$

Após o ajuste aos pontos experimentais temos a equação da reta :

$$K = 0,18 \times \left(1 - \frac{\sigma_{eII} - \sigma_{eII}^R}{\sigma_{eII}} \right) = 0,18 \times \frac{\sigma_{eII}^R}{\sigma_{eII}}, \text{ ver Ref.[5]}$$

Como $\sigma_{eII}^R \cong 0,18 \times \frac{\beta_{bZ}}{\mu}$ chegamos a : $\Delta\sigma_{eII} = \sigma_{eII} \times \left(\frac{0,18 \times \beta_{bZ}}{\mu \times \sigma_{eII}} \right)^2$.

Para concretos com resistência entre 200 (kgf/cm²) e 300 (kgf/cm²) temos $0,18 \times \beta_{bZ} \cong 3 \text{kgf/cm}^2$, obtemos:

$$\Delta\sigma_{eII} \cong \sigma_{eII} \times \left(\frac{3 \left(\text{kgf/cm}^2 \right)}{\mu \times \sigma_{eII} \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \right)$$



Finalmente obtemos a expressão simplificada do Prof. Gallus Rehm:

$$\omega_{95\%} = \frac{K_4}{E_e} \times \left(K_1 \times \ddot{u}_b + \frac{0,009}{\left(0,2 + \sqrt[3]{f_R^2}\right)} \times \frac{\phi}{\mu} \right) \times \sigma_{eII} \times \left[1 - \left(\frac{0,18\beta_z}{\mu \times \sigma_{eII}} \right)^2 \right]$$

com as simplificações propostas chega-se a :

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(\frac{2,1}{2,1 \times 10^6 \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \right) \times \left(4(\text{cm}) + \frac{0,009}{\left(0,2 + \sqrt[3]{f_R^2}\right)} \times \frac{\phi(\text{cm})}{\mu} \right) \times \sigma_{eII} \times \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_{eII}} \right)^2 \right]$$

Para barras lisas $f_R=0$

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(10^{-6} \right) \times \left(4(\text{cm}) + 0,045 \times \frac{\phi(\text{cm})}{\mu} \right) \times \sigma_{eII} \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \times \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_{eII} \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \right)^2 \right]$$

Para barras nervuradas usuais $f_R \cong 0,065$

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(10^{-6} \right) \times \left(4(\text{cm}) + 0,025 \times \frac{\phi(\text{cm})}{\mu} \right) \times \sigma_{eII} \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \times \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_{eII} \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \right)^2 \right]$$

Usar na fórmula acima, para a porcentagem de armação, valores na faixa de valores
($0,0015 \leq \mu \leq 0,020$), pois $\mu_{\text{mínimo}} = 0,15\%$ e $\mu_{\text{máximo}} = 2,00\%$

Exemplos :

Diâmetro da barra (cm) = $\phi = 10\text{mm} = 1,0\text{cm}$

Taxa da armadura = $1,2\% = 0,012$

Tensão no aço- Aço CA 50 quando $\sigma_{\text{aço}} = \sigma_{eII} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(10^{-6} \right) \times \left(4(\text{cm}) + 0,025 \times \frac{1,0(\text{cm})}{0,012} \right) \times 2400 \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \times \left[1 - \left(\frac{3}{0,012 \times 2400 \left(\text{kgf/cm}^2 \right)} \right)^2 \right]$$

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(10^{-6} \right) \times (6,1 (\text{cm})) \times 2400 \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \times [0,989] = 0,0144\text{cm} = \mathbf{0,14\text{mm}}$$

Tensão no aço- Aço CA 50 quando $\sigma_{\text{aço}} = \sigma_{eII} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$

$$\omega_{95\%}(\text{cm}) = \left(10^{-6} \right) \times (6,1 (\text{cm})) \times 3000 \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \times [0,917] = 0,0168\text{cm} = \mathbf{0,17\text{mm}}$$



Aferição final da Fórmula do Prof. Gallus Rehm para a fissuração na flexão.
Abertura da fissura $w_{95} = 0,3\text{mm}$ e a tensão no aço $\sigma_{eII} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

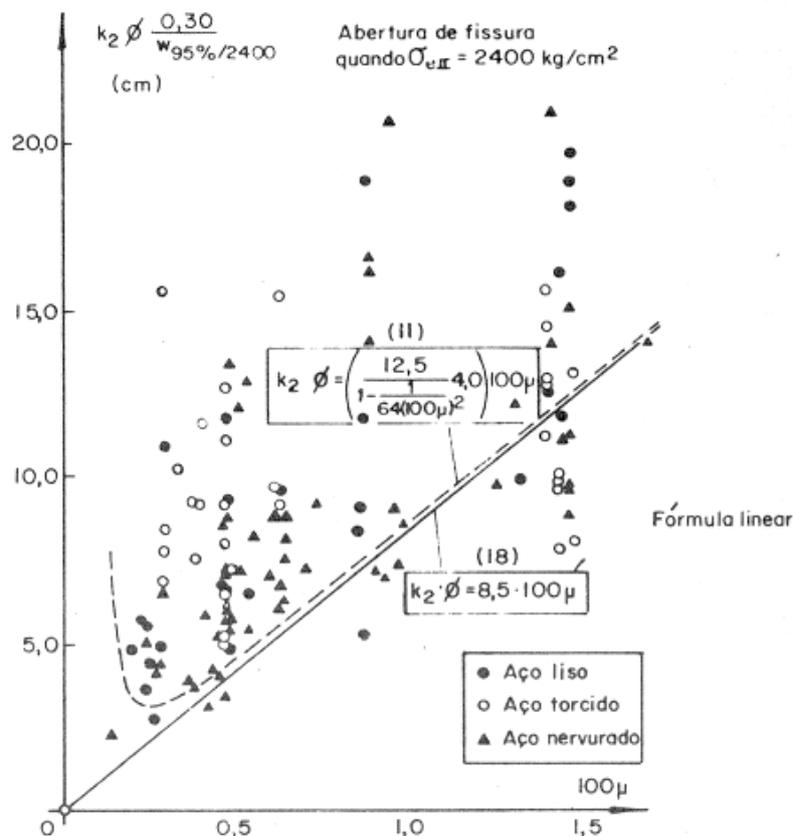


Figura 15 – Aferição final da fórmula que define o diâmetro máximo da armadura em função da porcentagem de armadura e da tensão no aço. Ver Ref. [4]

A curva “limite inferior” de ajuste final aos pontos experimentais conduz à expressão:

$$K_2 \times \phi = \left(\frac{12,5}{1 - \frac{1}{64 \times (100\mu)^2}} - 4,0 \right) \times 100 \mu$$

Para os ensaios em que a abertura $0,03\text{mm}$ não foi atingida com a tensão no aço igual a 2400 kgf/cm^2 , foi feita uma correção aproximada multiplicando pelo fator :

$$K_2 \phi \times \left[\frac{0,30 \text{ (mm)}}{w_{95\%} \left(\text{para a tensão } \sigma_{aço II} = 2400 \left(\text{kgf/cm}^2 \right) \right)} \right]$$

Pode-se usar uma linha reta como “limite inferior”:

$$K_2 \times \phi = 8,5 \times 100\mu$$



FISSURAS DE FLEXÃO –

Formulação proposta pelo C.E.B / 78

1- Distância entre as fissuras

Para barras da armadura com nervuras, a distância média entre as fissuras vale:

$$S_{rm} = 2 \times (c + 0,10s) + 0,05 \times \frac{\phi}{\rho_r}$$

c = cobrimento da barra

s = distância entre eixos das barras

ϕ = diâmetro da barra da armadura

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,efetiva}} \quad \text{onde :}$$

A_s = área da barra de aço

$A_{c,efetiva}$ = área efetiva de concreto que envolve a barra de aço.

$A_{c,efetiva}$ é obtida considerando uma distância = $7,5 \times \phi$ para cada lado da barra. Ver figura 19

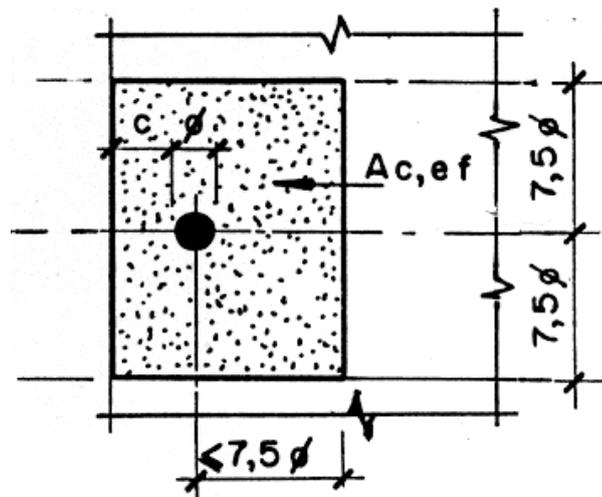


Figura 21



2 - Tensão na barra de aço no estágio 2 (Estado limite de utilização)

$$K_x = \frac{x}{d} = n \times \mu \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \times \mu}} \right), \text{ onde :}$$

x = posição da linha neutra na flexão

d = altura útil da viga

$$n = \frac{E_{\text{aço}}}{E_{\text{concreto}}} = \text{relação entre os módulos de elasticidade do aço e do}$$

concreto. Varia entre 7 e 10. Para cálculo da fissuração pode ser considerado como $n \approx 10$.

$$\mu = \frac{A_{\text{aço}}}{b_w \times d} = \text{Taxa de armadura}$$

b_w = largura da alma da viga

$$\text{Braço de alavanca na flexão : } z = \left(1 - \frac{kx}{3} \right) \times d$$

$$\text{Tensão no aço : } \sigma_{\text{aço(em serviço)}} = \frac{M_{\text{(em serviço)}}}{z \times A_{\text{aço}}} \text{ tensão no aço , no estágio 2 ,}$$

para o momento fletor atuante na viga , para o qual se quer calcular a abertura da fissura.

3 - Alongamento médio do aço entre as fissuras

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{\sigma_{\text{aço}}}{E_{\text{aço}}} \times \left[1 - \left(\frac{\sigma_{\text{aço.1ª.fissura}}}{\sigma_{\text{aço}}} \right)^2 \right] \text{ sendo } \sigma_{\text{aço}} = \frac{M_{\text{(em serviço)}}}{z \times A_{\text{aço}}} \text{ e}$$

$$\sigma_{\text{aço(1ª fissura)}} = \frac{M_{\text{(1ª fissura)}}}{z \times A_{\text{aço}}} = \text{tensão no aço, no estágio 2, logo após a}$$

formação da 1ª fissura, sendo igual a : $M_{\text{1ª fissura}} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctk,95\%}$

O valor da resistência à tração $f_{ctk,95\%}$ pode ser obtido da tabela do CEB.

Valores intermediários podem ser interpolados.

concreto	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
fck	12	20	30	40	50	60	70	80
fctm	1,6	2,2	2,9	3,5	4,1	4,6	5,1	5,6
fctk,5%	1,1	1,5	2,0	2,4	2,8	3,1	3,5	3,8
fctk,95%	2,1	2,9	3,8	4,7	5,4	6,1	6,8	7,4

4 - Abertura máxima da fissura :

$$\omega_{\text{máxima}} = 1,70 \times \varepsilon_{sm} \times s_{rm}$$



FISSURAS DE FLEXÃO –

Formulação proposta pela norma brasileira NBR6118 / 2002

A abertura da fissura é a menor entre as duas abaixo definidas:

$$1. \quad \omega = \frac{\phi}{12,5 \times \eta} \times \frac{\sigma_{aço}}{E_{aço}} \times \frac{3 \times \sigma_{aço}}{f_{ctm_{concreto}}}$$

$$2. \quad \omega = \frac{\phi}{12,5 \times \eta} \times \frac{\sigma_{aço}}{E_{aço}} \times \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right)$$

ϕ = diâmetro da barra

η = coeficiente de conformação superficial :

$\eta = 1,00$ para barras lisas

$\eta = 2,25$ para barras nervuradas

$\sigma_{aço}$ = tensão no aço calculado no estágio 2 = estado limite de utilização (em serviço)

E_s = módulo de elasticidade do aço

$$\rho_r = \frac{A_{aço}}{A_{concreto\ equivalente}} = \text{taxa de armadura}$$

$A_{aço}$ = Área de aço da barra da armadura

$A_{concreto\ equivalente}$ = área de concreto que envolve a barra, é obtida marcando 7ϕ para cada lado da armadura.



A formulação do Prof. *Gallus Rehm*, que deu origem à da norma alemã DIN 1045, é a mais conservadora. Prevê abertura de fissura um pouco maior do que constatado nas medições feitas em obras reais e em ensaios de laboratório.

A formulação da Norma Brasileira, tanto a da NB 01/78 como a da nova NBR 6118/2002, é a menos conservadora. Prevê abertura de fissura menor do que constatado nas medições feitas em obras reais e em ensaios de laboratório.

Exemplos de vigas como os das figuras 24 e 25 abaixo, confirmam essa posição relativa das previsões.

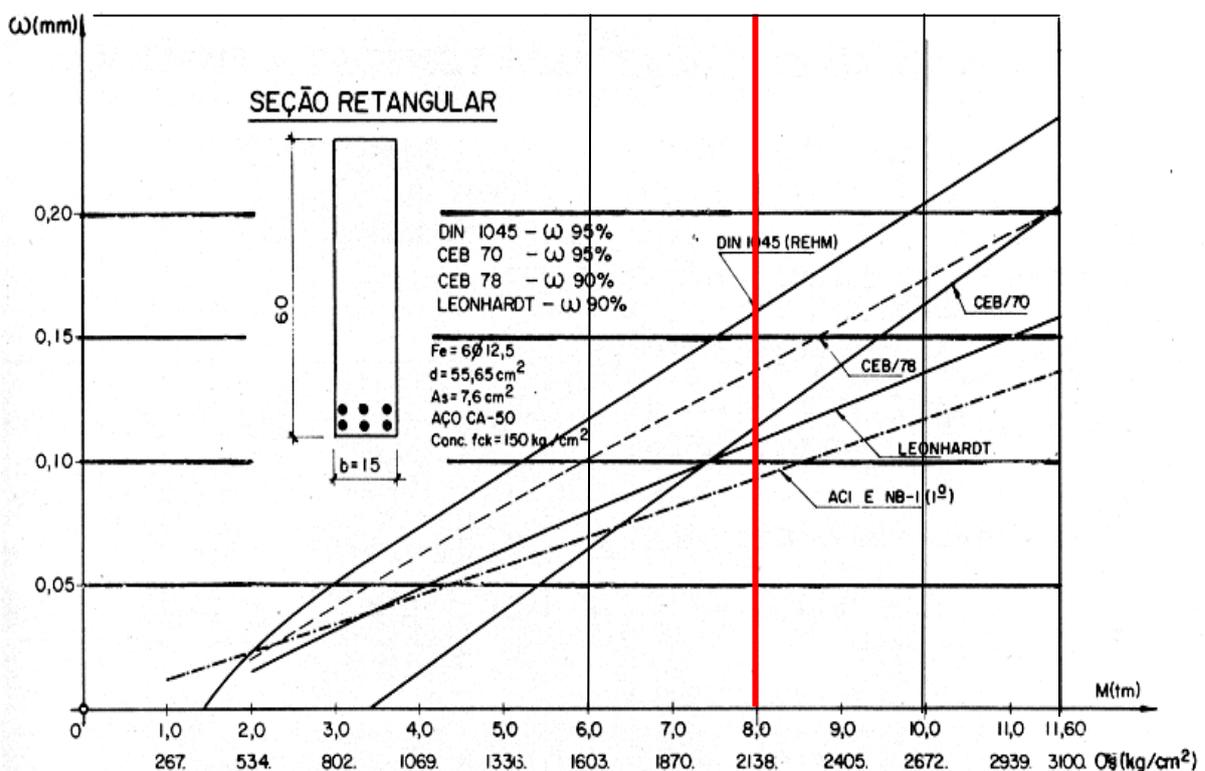


Figura 25

Ao compararmos as normas podemos observar as sensíveis diferenças entre elas, como se observa na Fig. 24.e Fig. 25.

- Na viga retangular da figura 24, um momento fletor de 80 kN.m, (8,0 tm na figura 24), faz surgir uma tensão no aço $\cong 2138$ kgf /cm².
- As aberturas das fissuras de flexão, previstas pelas diferentes normas valem:
 - DIN 1045 0,16 mm
 - CEB 0,14 mm
 - NB01/78..... 0,09mm.



Outro exemplo de abertura de fissura: Viga T

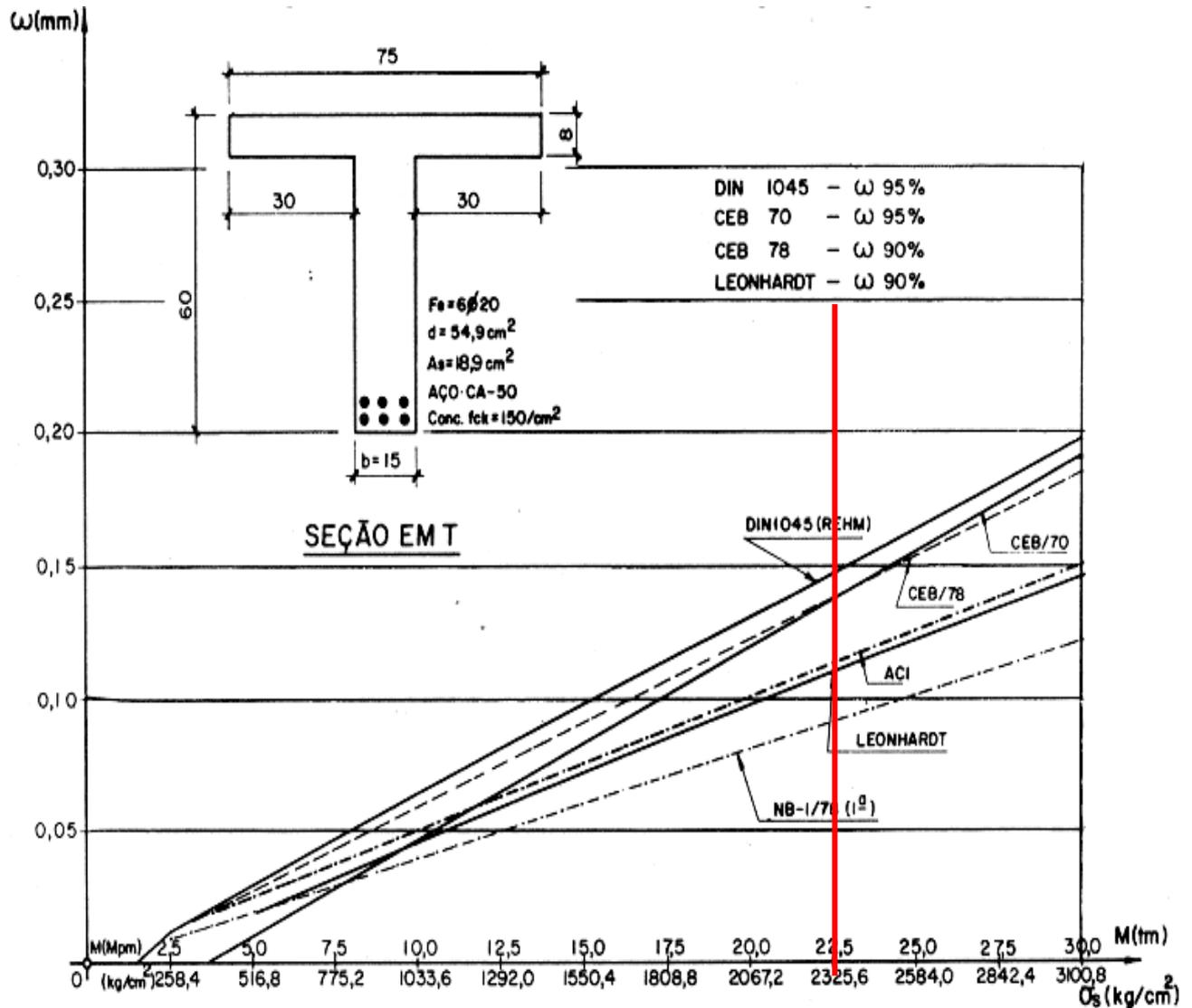


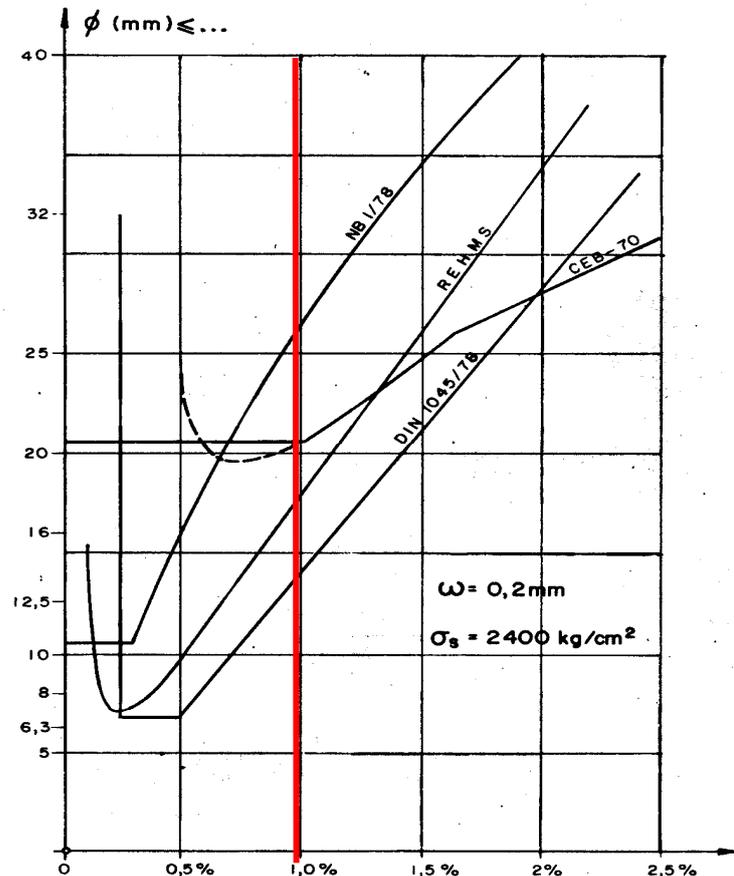
Figura 26

Na viga T da figura 25, um momento fletor de 225kN.m, (22,5 tm na figura 25), faz surgir uma tensão no aço $\cong 2326 \text{ kgf/cm}^2$.

- As aberturas da fissura de flexão calculadas seguindo as normas são :
 - DIN 1045 0,15 mm
 - CEB 0,14 mm
 - NB01/78..... 0,09mm.



Para o caso freqüente de $\omega_{\text{fissura}} = 0,2\text{mm}$ e $\sigma_{\text{aço}} = 2400\text{kgf/cm}^2$ obtemos a figura abaixo.



$$\mu = \frac{A_{\text{aço}}}{b \times d}$$

Figura 27

- A norma NB1/78 permite o uso de barras de grande diâmetro.
- A norma DIN 1045 exige pequenos diâmetros para as barras da armadura.
- Para o caso em que $\mu = \frac{A_s}{b_w \times h} = 1\%$, que corresponde aproximadamente a uma taxa de armadura da seção “balanceada” obtemos os seguintes diâmetros máximos para as barras.

NB1/78	$\phi \leq 27\text{mm}$
CEB / 70	$\phi \leq 21\text{mm}$
Rehm	$\phi \leq 18\text{mm}$
DIN 1045	$\phi \leq 14\text{mm}$



Comparação entre as diversas formulações.

		$\frac{W_{\text{máxima}}}{W_{\text{médio}}}$	$a_{\text{médio}}$	$\varepsilon_{\text{médio}}$
Geral	$W_{\text{máx}} =$	K	$K_1 C + K_2 S + K_3 \frac{\phi}{\mu}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} \left(1 - \frac{\Delta \sigma_S}{\sigma_S} \right)$
G. Rehm e DIN 1045	$W_{\text{máx.}} =$	2,1	$4(\text{cm}) + 0,025 \frac{\phi(\text{cm})}{\mu}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} \left(1 - \left(\frac{3}{\mu \sigma_S (\text{kgf/cm}^2)} \right)^2 \right)$
CEB 70	$W_{\text{máx.}} =$	2,1	$1,5C + 0,04 \frac{\phi}{\mu}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} \left(1 - \left(\frac{7,5}{\mu \sigma_S (\text{kgf/cm}^2)} \right) \right)$
CEB 78	$W_{\text{máx.}} =$	1,7	$2C + 0,2S + 0,05 \frac{\phi}{\rho_r}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} \left(1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right)$
NB1/78	$W_{\text{máx.}} =$	1,0	$2C + 0,045 \frac{\phi}{\mu}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} (1 - 0)$
NBR6118 / 2002	$W_{\text{máx.}} =$	1,0	$\left(\frac{\phi}{12,5\eta} \right) \left(45 + \frac{4}{\rho_r} \right)$ <p>como: $\eta = 2,25$ $\rho_r \approx 4\mu$</p> $\cong \left(1,6\phi + \frac{0,036\phi}{\mu} \right)$ <p>como $1,6\phi \approx C$</p> $\cong \left(C + \frac{0,036\phi}{\mu} \right)$	$\frac{\sigma_S}{E_S} (1 - 0)$
	$W_{\text{máx.}} =$	1,0	$\cong \left(C + \frac{0,036\phi}{\mu} \right)$	$\frac{\sigma_S}{E_S} (1 - 0)$
INT /RJ Prof. Lobo Carneiro 1960	$W_{\text{máx}}$	2,1	$3(\text{cm}) + 0,140 \times \frac{\phi_{\text{aço}}}{\rho_{\text{ef.}}}$	$\frac{\sigma_S}{E_S} \left(1 - 0,375 \left(\frac{f_{ct}}{\sigma_S} \right) \left(\frac{1}{\rho_{\text{ef}}} \right) \right)$

- As formulações são similares, mas são ajustadas de modo diferente e, portanto, conduzem a diferentes valores da abertura de fissura .
- Com as observações que temos feito em obras e em ensaios de laboratório, concluímos que a formulação do CEB / 78 é a que conduz a valores da abertura de fissura mais próximos da realidade.



COMBINAÇÃO DE CARGAS PARA VERIFICAR A FISSURAÇÃO.

O **CEB/78** define as cargas para as quais deve ser feita a verificação da abertura da fissura.

A carga freqüente, é a carga que :

- não será ultrapassada a não ser em 5% do tempo de vida da estrutura
- é atingida mais que 100 000 vezes durante a vida da estrutura.

Q freqüente = $G + \sum(\psi_i \times Q_{ik})$ sendo :

- G = carga permanente
- ψ_i = parcela (%) de Q_{ik} que atua durante longo tempo.
- Q_{ik} = carga variável

- Para prédios residenciais :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,40 Q_{1k} + 0,20 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

- Para escritórios e recintos comerciais :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,60 Q_{1k} + 0,30 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

- Para garagens :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,70 Q_{1k} + 0,60 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

A norma **NBR 6118 / 2002** define :

- Para prédios residenciais :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,40 Q_{1k} + 0,30 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

- Para escritórios e recintos comerciais :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,60 Q_{1k} + 0,40 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

- Para garagens , bibliotecas, oficinas , arquivos :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,70 Q_{1k} + 0,60 \times (Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$

A norma **DIN 1045** recomenda :

$$Q \text{ freqüente} = G + 0,70 \times (Q_{1k} + Q_{2k} + Q_{3k} + \dots + Q_{nk})$$



LIMITAÇÃO DA ABERTURA DE FISSURA

As normas limitam as aberturas das fissuras, levando em conta a proteção da armadura contra a corrosão.

Normalmente temos 3 classes de meio ambiente :

- Ambiente muito agressivo
- Ambiente moderadamente agressivo
- Ambiente pouco agressivo

Ambiente	DIN 1045	NB1/78	NBR6118	CEB / 78
Muito agressivo (zona de respingo de maré)	0,20 mm	0,10 mm	0,2 mm	0,10 mm
Agressivo (marítimo)	0,25 mm	0,20 mm	0,3 mm	0,20 mm
Pouco agressivo (interno, residencial)	0,30 mm	0,30 mm	0,4 mm	0,40 mm

Os limites da NB1/78 são compatíveis com obras de boa qualidade e devem ser obedecidos.

Alguns autores discutem a influência da abertura da fissura na intensidade da corrosão. Beeby [8], por exemplo, conclui que só uma abertura de fissura maior que 0,40mm acelera a corrosão. Ver a figura 27 abaixo. A norma brasileira NBR 6118 / 2002 adota esse limite, não aceitando abertura de fissura maior que 0,40mm em obras de concreto armado.

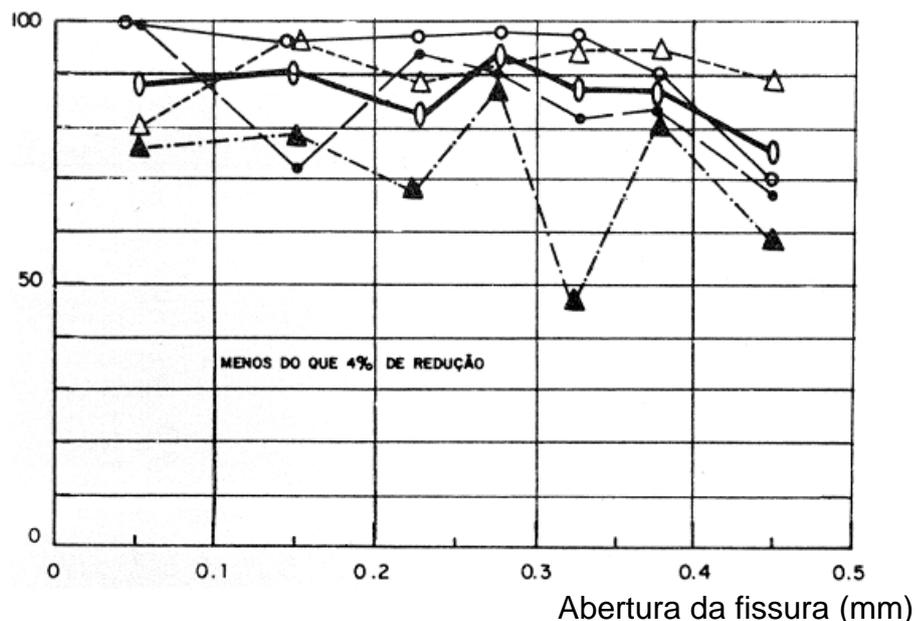


Fig.28 – Beeby [8] - Porcentagem de barras com corrosão da seção transversal menor do que 4%, em função da abertura da fissura, após 10 anos.