

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

**O NOVO MODELO DO
EUROCODE 2/2023 PARA
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO
SIMPLES E COMPOSTA**

Rio Grande: Julho de 2024

O NOVO MODELO DO EUROCODE 2/2023 PARA DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA

1. Introdução

As diversas normas de projeto apresentam modelos simplificados para o dimensionamento de seções transversais de concreto armado submetidas à flexão simples e composta. Na modelagem do concreto em compressão, geralmente emprega-se o diagrama parábola-retângulo ou o diagrama retangular. Nesses modelos, são introduzidos alguns coeficientes para levar em conta a maior fragilidade dos concretos de alta resistência.

No Eurocode de 2004 (EC2/2004) [1], são considerados vários coeficientes de fragilidade na modelagem dos dois diagramas, o que torna difícil a generalização do processo de dimensionamento. Além disso, o diagrama parábola-retângulo obtido dessa maneira não serve para cálculo das deformações da estrutura, o que impede o seu uso para o dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado, por exemplo.

No Eurocode de 2023 (EC2/20023) [2], apenas um coeficiente de fragilidade é usado para reduzir a resistência à compressão de cálculo do concreto. Todos os demais parâmetros dos modelos são mantidos com valores constantes, independente da classe de resistência do concreto. Além de simplificar o dimensionamento das seções transversais, o novo diagrama parábola-retângulo pode ser empregado para o cálculo das deformações da estrutura.

A NBR-6118/2014 [3] adotava integralmente os modelos do EC2/2004. Porém, a NBR-6118/2023 [4] fez uma mistura dos modelos do EC2/2004 com os modelos do EC2/2023, resultando uma formulação totalmente equivocada. Esse problema foi apontado pelo Autor quando da Consulta Nacional da referida norma. Exemplos numéricos mostrando os erros da NBR-6118/2023 podem ser encontrados na ref. [5].

Nesse trabalho apresentam-se os modelos mencionados e alguns exemplos numéricos adicionais, que mostram o impacto nas áreas de aço obtidas no dimensionamento à flexão simples e composta.

2. Diagrama parábola-retângulo para o concreto em compressão

No dimensionamento de seções transversais de concreto armado submetidas à flexão simples ou composta, geralmente empregam-se o diagrama parábola-retângulo ou o diagrama retangular para o concreto em compressão. O diagrama parábola-retângulo é mostrado na Fig. 1.

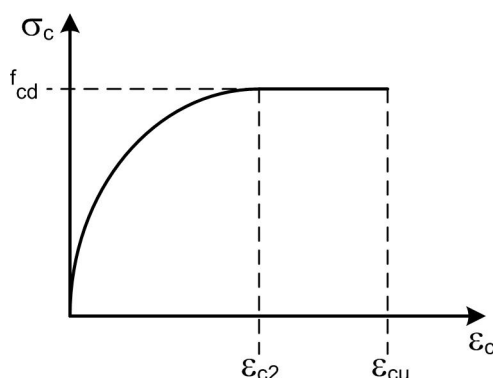


Fig. 1. Diagrama parábola-retângulo para o concreto em compressão

Esse diagrama, originalmente proposto por Hognestad [6], tem sido adaptado para considerar a fragilidade dos concretos de alta resistência. O diagrama tensão-deformação é descrito pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (3)$$

onde ε_c é a deformação de compressão e σ_c é a tensão correspondente.

No EC2/2004[1], os parâmetros ε_{c2} , ε_{cu} e n são dado por:

$$\varepsilon_{c2} \left(\frac{o}{oo} \right) = 2,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{c2} \left(\frac{o}{oo} \right) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{cu} \left(\frac{o}{oo} \right) = 3,5 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{cu} \left(\frac{o}{oo} \right) = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$n = 2,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (9)$$

onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa.

A tensão máxima é $f_{cd} = f_{cd1}$, onde f_{cd1} é a resistência à compressão de cálculo dada por

$$f_{cd1} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (10)$$

onde $\gamma_c = 1,5$ é o fator parcial de segurança para o concreto e α_{cc} é um coeficiente variando entre 0,8 e 1,0 com valor recomendado $\alpha_{cc} = 1,0$.

Deve-se observar que no EC2/2004 a fragilidade do concreto é considerada nos parâmetros ε_{c2} , ε_{cu} e n . Esse modelo foi integralmente adotado no *fib* Model Code 2010 [7]. Ele também foi incorporado à NBR-6118/2014[3], apenas considerando $\alpha_{cc} = 0,85$ e $\gamma_c = 1,4$.

No EC2/2023[2], a fragilidade do concreto é considerada apenas na expressão de f_{cd} . Os outros parâmetros do diagrama parábola-retângulo mantêm os valores clássicos adotados no CEB-FIP Model Code 1990 [8], sendo $\varepsilon_{c2} \left(\frac{o}{oo} \right) = 2,0$; $\varepsilon_{cu} \left(\frac{o}{oo} \right) = 3,5$ e $n = 2,0$ para todas as classes de resistência do concreto. A tensão máxima $f_{cd} = f_{cd2}$ é dada por

$$f_{cd2} = \eta_{cc} k_{tc} f_{ck} / \gamma_c \quad (11)$$

onde $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$ com f_{ck} em MPa.

O fator k_{tc} considera o efeito do carregamento de longa duração e do instante de aplicação da carga na resistência à compressão do concreto. Os valores escolhidos devem ser

$k_{tc} = 0,85$ ou $k_{tc} = 1,0$ de acordo com o critério apresentado no EC2/2023. Para comparar os resultados com o EC2/2004, deve-se adotar $k_{tc} = 1,0$. Se o objetivo for comparar com a NBR-6118, deve-se considerar $k_{tc} = 0,85$.

Empregando a equação (1) e tomando a derivada $d\sigma_c/d\varepsilon_c$ quando $\varepsilon_c = 0$, pode-se obter o módulo de deformação longitudinal, $E_{c,par} = n f_{cd}/\varepsilon_{c2}$, fornecido pelo diagrama parábola-retângulo. Na Fig. 2 apresentam-se as variações de $E_{c,par}$ em função da resistência característica à compressão f_{ck} , considerando as duas versões do EC2.

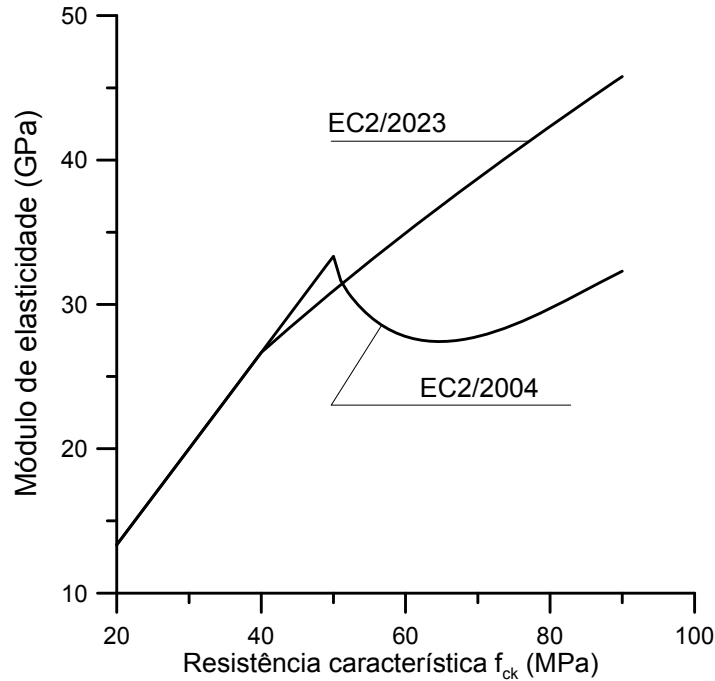


Fig. 2. Módulo de deformação longitudinal $E_{c,par}$ em função da resistência característica à compressão do concreto

Como se observa na Fig. 2, o modelo do EC2/2004 fornece um módulo de deformação longitudinal totalmente incoerente para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa, já que ele indica uma redução no valor do módulo com o aumento da resistência do concreto. Por essa razão, esse diagrama parábola-retângulo não deve ser empregado para análise não linear, como mostrado pelo Autor [9]. Esse problema foi resolvido no EC2/2023, o que permite o uso do diagrama parábola-retângulo para o dimensionamento de seções transversais e para o projeto de pilares esbeltos de concreto armado.

Além disso, o modelo do EC2/2004 impossibilita a geração de tabelas genéricas para dimensionamento para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa. Nesses casos é necessário criar uma tabela para cada valor específico de f_{ck} . Por outro lado, com o modelo do EC2/2023 é possível criar tabelas genéricas, válidas para todas as classes de resistência.

A NBR-6118/2023[4] fez uma mistura dos dois modelos do EC2, gerando um terceiro modelo totalmente equivocado e sem nenhuma base científica. Nessa norma, empregam-se as mesmas equações de (1) a (9) do EC2/2004. Porém, considera-se a tensão máxima f_{cd2} dada na equação (11), com $k_{tc} = 0,85$ e $\gamma_c = 1,4$. Com isso, a NBR-6118/2023 fez uma superposição do coeficiente de fragilidade η_{cc} do EC2/2023 com todos os demais coeficientes de fragilidade do EC2/2004, presentes nas expressões de ε_{c2} , ε_{cu} e n . Tal

equivoco foi alertado pelo Autor durante a Consulta Nacional da referida da norma, porém sem sucesso, já que a norma foi publicada com esse erro grosseiro.

Para adotar o coeficiente η_{cc} do EC2/2023, a NBR-6118 deve considerar a tensão máxima $f_{cd2} = 0,85\eta_{cc} f_{ck}/\gamma_c$, mas com os parâmetros $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0$; $\varepsilon_{cu}(\text{‰}) = 3,5$ e $n = 2,0$ constantes para todas as classes de resistência do concreto. Esse modelo do EC2/2023 foi desenvolvido por Moccia et al. [10] para aumentar o nível de segurança dos pilares submetidos à compressão simples ou composta. Ele foi obtido a partir de um grande número de resultados experimentais, chegando-se ao modelo constante no EC2/2023. Nada pode explicar ou justificar a inovação colocada na NBR-6118/2023, a não ser que se trata de um equivoco não assumido. Como já mostrado na ref. [5], esse erro leva a um aumento excessivo nas áreas de aço obtidas no dimensionamento dos pilares com concretos de alta resistência. Enfim, deixa-se para o proprietário da obra os custos adicionais oriundos de um equivoco normativo.

3. Diagrama retangular simplificado

As duas versões do EC2 permitem substituir o diagrama parábola-retângulo pelo diagrama retangular mostrado na Fig. 3.

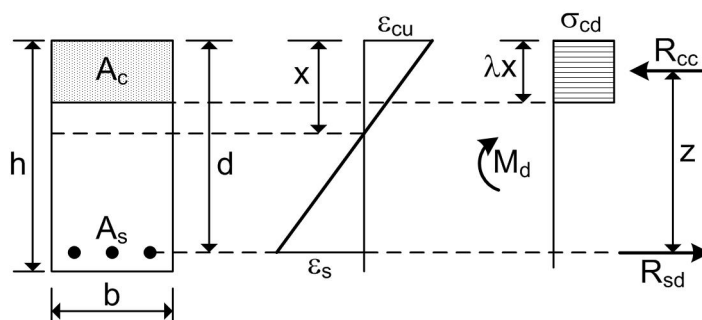


Fig. 3. Diagrama retangular para o concreto em compressão

No EC2/2004 o fator λ , definindo a altura efetiva da zona de compressão, é dado por

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (13)$$

A tensão máxima é $\sigma_{cd1} = \eta f_{cd1}$, onde f_{cd1} é dado na equação (10) e η é obtido por:

$$\eta = 1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (15)$$

Esse diagrama foi integralmente incorporado à NBR-6118/2014, considerando $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{ck}/\gamma_c$, onde $\gamma_c = 1,4$ e $\alpha_c = 0,85\eta$.

No EC2/2023 o fator λ é igual a 0,8 para todas as classes de resistência do concreto. A tensão máxima é $\sigma_{cd2} = f_{cd2}$, onde f_{cd2} é dado na equação (11).

A NBR-6118/2023 adota as expressões de λ dadas nas equações (12) e (13) e considera $\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_{cc} f_{ck}/\gamma_c$, onde $\gamma_c = 1,4$, $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$ com f_{ck} em MPa e $\alpha_c = 0,85\eta$, com η dado nas equações (14) e (15). Observa-se que, aqui também, houve a mistura dos dois modelos do EC2. Há uma nítida superposição do coeficiente de fragilidade

η_{cc} com os coeficientes de fragilidade presentes nas expressões de λ e α_c . Para adotar o coeficiente η_{cc} do EC2/2023, a NBR-6118 deve considerar a tensão máxima $\sigma_{cd} = 0,85\eta_{cc} f_{ck} / \gamma_c$, com $\lambda = 0,8$, $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0$ e $\varepsilon_{cu} (\text{‰}) = 3,5$ para todas as classes de resistência.

Admitindo a hipótese das seções planas, resulta uma distribuição linear de deformações ao longo da altura da seção transversal. Essa distribuição de deformações no estado limite último dá origem aos denominados domínios de dimensionamento.

Na Fig.4 apresentam-se as distribuições de deformações de acordo com o EC2/2004.

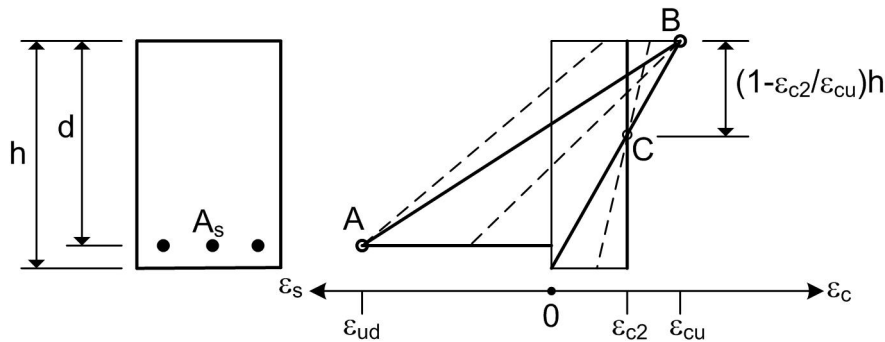


Fig. 4. Distribuições de deformações no estado limite último de acordo com o EC2/2004

Qualquer reta representando a distribuição de deformações na seção transversal passa pelos pontos A, B ou C. Um diagrama passando pelo ponto B corresponde à flexão simples ou composta, enquanto uma reta passando pelo ponto C corresponde à compressão simples ou flexão composta com a seção totalmente comprimida. Uma linha reta passando pelo ponto A indica ruptura por deformação excessiva da armadura. Esses diagramas são os mesmos do CEB-FIP Model Code 1990 [8], desde que seja adotado $\varepsilon_{ud} = 0,01$. Observa-se que essas distribuições de deformações são as mesmas presentes nas normas NBR-6118/2014 e NBR-6118/2023 (comparar com os domínios de dimensionamento).

Na Fig. 5 apresentam-se os diagramas de deformações do EC2/2023, onde se observa que o ponto C foi eliminado.

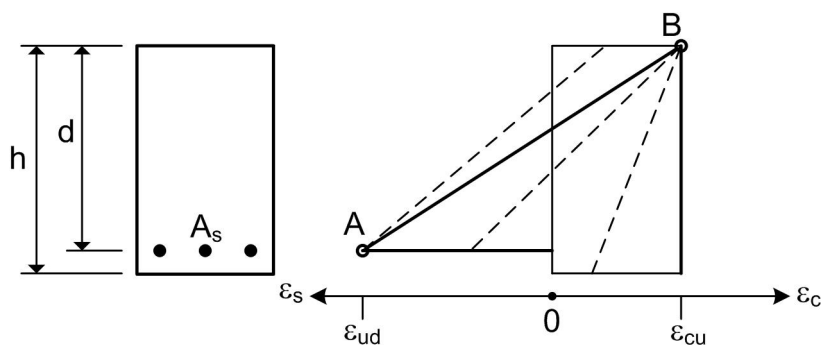


Fig. 5. Distribuição de deformações no estado limite último de acordo com o EC2/2023

Ao empregar a Fig. 4, deve-se dividir o problema em três zonas para cálculo das deformações nas barras de aço em um problema de flexo-compressão, como pode ser visto no capítulo 2 do Volume 3 da ref. [5]. Nesse caso haverá uma expressão para o domínio 2 (reta passando pelo ponto A), uma expressão para os domínios 3,4 e 4a (reta passando pelo ponto B) e uma expressão para o domínio 5 (reta passando pelo ponto C). Empregando a Fig. 5, haverá apenas uma expressão para o domínio 2 e outra expressão para os demais domínios de dimensionamento.

4. Dimensionamento à flexão simples

As seguintes hipóteses são admitidas no dimensionamento à flexão simples e composta:

- as seções planas permanecem planas.
- a deformação das barras de aço é a mesma do concreto que as envolve (aderência perfeita).
- a resistência à tração do concreto é desprezada.
- as tensões de compressão no concreto são obtidas com o diagrama retangular.
- o aço apresenta um comportamento elasto-plástico perfeito como na Fig. 6.

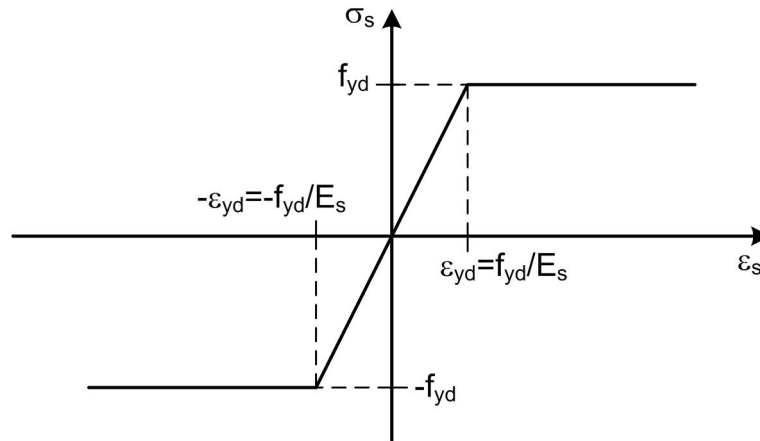


Fig. 6. Diagrama tensão-deformação para o aço

A tensão de escoamento de cálculo é $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, onde f_{yk} é a tensão de escoamento característica e $\gamma_s = 1,15$. Para o módulo de elasticidade do aço adota-se $E_s = 200$ GPa. Salienta-se que esse é o valor admitido por todas as normas internacionais. A NBR-6118 é a única norma no mundo que considera $E_s = 210$ GPa. Na Fig. 3 apresenta-se uma seção retangular com armadura simples.

Para garantir uma ruptura dúctil e evitar seções superarmadas, a profundidade relativa da linha neutra $\xi = x/d$ deve ser limitada. O EC2/2004 permite realizar redistribuição de momentos fletores sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, desde que:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \xi \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (16)$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu})\xi \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (17)$$

onde δ é a razão entre o momento redistribuído e o momento fletor obtido no cálculo elástico, e ε_{cu} é a máxima deformação de compressão dada na equação (7).

No EC2/2023, o fator δ é dado por

$$\delta \geq \frac{1}{1 + 0,7\varepsilon_{cu} \frac{E_s}{f_{yd}}} + \xi \quad (18)$$

onde $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ para todas as classes de resistência do concreto.

Usualmente, as estruturas são projetadas de acordo com a teoria elástica, tal que $\delta = 1$. Considerando $\delta = 1$ nas equações anteriores, obtêm-se os valores limites para a profundidade relativa da linha neutra:

$$\text{Da equação (16): } \xi_{\text{lim}} = 0,45 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\text{Da equação (17): } \xi_{\text{lim}} = \frac{0,37}{0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu}} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (20)$$

$$\text{Da equação (18): } \xi_{\text{lim}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2,45 E_s}{1000 f_{yd}}} \quad (21)$$

A equação (21) corresponde a uma distribuição de deformações tal que a deformação na armadura tracionada é igual a ε_{yd} e a deformação na borda comprimida da seção transversal é igual a $0,7\varepsilon_{cu}$.

A NBR-6118/2014 e a NBR-6118/2023 adotam os valores $\xi_{\text{lim}} = 0,45$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa e $\xi_{\text{lim}} = 0,35$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

Fixando $x = \xi_{\text{lim}}d$ e aplicando a equação de equilíbrio de momentos com as forças mostradas na Fig. 3, obtém-se o momento limite $M_{d\text{lim}} = \mu_{\text{lim}}bd^2\sigma_{cd}$, onde

$$\mu_{\text{lim}} = \lambda\xi_{\text{lim}}(1 - 0,5\lambda\xi_{\text{lim}}) \quad (22)$$

sendo b = largura da seção transversal, d = altura útil, $\sigma_{cd} = \sigma_{cd1}$ no EC2/2004 e $\sigma_{cd} = \sigma_{cd2}$ no EC2/2023.

Para a NBR-6118/2014, $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{ck}/\gamma_c$, onde $\alpha_c = 0,85\eta$ e η é dado nas equações (14) e (15). Para a NBR-6118/2023, $\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_{cc} f_{ck}/\gamma_c$, sendo $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$.

Na Tabela 1 apresentam-se os valores de ξ_{lim} e μ_{lim} para várias classes de resistência do concreto, admitindo $f_{yk} = 500$ MPa no modelo do EC2/2023.

Tabela 1. Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}

| f_{ck} (MPa) | | ≤ 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
|----------------------------------|--------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|
| EC2/2004 | ξ_{lim} | 0,450 | 0,341 | 0,328 | 0,325 | 0,325 |
| | μ_{lim} | 0,295 | 0,229 | 0,216 | 0,208 | 0,202 |
| EC2/2023 | ξ_{lim} | 0,530 | 0,530 | 0,530 | 0,530 | 0,530 |
| | μ_{lim} | 0,334 | 0,334 | 0,334 | 0,334 | 0,334 |
| NBR-6118/2014 e NBR-6118/2023 | ξ_{lim} | 0,450 | 0,350 | 0,350 | 0,350 | 0,350 |
| | μ_{lim} | 0,295 | 0,234 | 0,228 | 0,222 | 0,215 |

Desse modo, o dimensionamento à flexão simples de seções retangulares é feito de acordo com o seguinte procedimento:

- Dado o momento fletor de cálculo M_d , calcula-se o momento reduzido $\mu = M_d/bd^2\sigma_{cd}$.
- Se $\mu \leq \mu_{\text{lim}}$ a seção terá armadura simples.
- Se $\mu > \mu_{\text{lim}}$ a seção terá armadura dupla, sendo fixado $\xi = \xi_{\text{lim}}$.

O procedimento completo pode ser obtido no Capítulo 4 do Volume 1 da ref. [5].

Para facilitar a comparação dos resultados, nos exemplos numéricos apresentados a seguir considera-se $\gamma_c = 1,4$ para todas as normas. Além disso, é introduzido o coeficiente

0,85 nos modelos do EC2 para compatibilizar com a NBR-6118. Desse modo, consideram-se as seguintes expressões para a tensão máxima do diagrama retangular:

Modelo do EC2/2004: $\sigma_{cd1} = 0,85\eta f_{ck}/1,4$, com η dado nas equações (14) e (15).

Modelo da NBR-6118/2014: $\sigma_{cd} = 0,85\eta f_{ck}/1,4$ (fica igual ao EC2/2004).

Modelo do EC2/2023: $\sigma_{cd2} = 0,85\eta_{cc} f_{ck}/1,4$, com $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$.

Modelo da NBR-6118/2023: $\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_{cc} f_{ck}/1,4$, com $\alpha_c = 0,85\eta$, sendo η dado nas equações (14) e (15).

Exemplo:

Considera-se uma seção retangular como na Fig. 3 com as seguintes dimensões: $b = 30$ cm, $h = 65$ cm e $d = 61$ cm. A tensão de escoamento característica do aço é $f_{yk} = 500$ MPa. A área de aço obtida com os modelos do EC2/2004=NBR-6118/2014 é igual a A_{s1} . A área de aço obtida com o modelo do EC2/2023 é A_{s2} e com a NBR-6118/2023 é igual a A_{s3} . Nas Tabelas 2 e 3 apresentam-se as relações $(A_{s2} - A_{s1})/A_{s1}$ e $(A_{s3} - A_{s1})/A_{s1}$ em porcentagem. Em todos os casos resultou armadura simples.

Tabela 2. Relações $(A_{s2} - A_{s1})/A_{s1}$ para diferentes valores de M_d e f_{ck}

| M_d (kNm) | $(A_{s2} - A_{s1})/A_{s1}$ % | | | | | |
|----------------|------------------------------|------|------|------|------|------|
| | f_{ck} (MPa) | | | | | |
| | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| 200 | 0,00 | 0,26 | 0,26 | 0,13 | 0,13 | 0,13 |
| 400 | 0,00 | 0,56 | 0,50 | 0,50 | 0,38 | 0,19 |
| 600 | 0,00 | 0,96 | 0,93 | 0,78 | 0,58 | 0,37 |
| 800 | 0,00 | 1,52 | 1,38 | 1,13 | 0,84 | 0,54 |

Tabela 3. Relações $(A_{s3} - A_{s1})/A_{s1}$ para diferentes valores de M_d e f_{ck}

| M_d (kNm) | $(A_{s3} - A_{s1})/A_{s1}$ % | | | | | |
|----------------|------------------------------|------|------|------|------|------|
| | f_{ck} (MPa) | | | | | |
| | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| 200 | 0,00 | 0,26 | 0,39 | 0,52 | 0,65 | 0,78 |
| 400 | 0,00 | 0,56 | 0,88 | 1,20 | 1,90 | 1,46 |
| 600 | 0,00 | 0,96 | 1,54 | 1,92 | 2,18 | 2,48 |
| 800 | 0,00 | 1,52 | 2,05 | 2,88 | 3,30 | 3,68 |

Conforme se observa nas tabelas ocorreu um aumento nas áreas de aço em relação ao EC2/2004 (=NBR-6118/2014). Com o modelo do EC2/2023 (Tabela 2), o máximo da relação $(A_{s2} - A_{s1})/A_{s1}$ foi de 1,52% para $f_{ck} = 50$ MPa e $M_d = 800$ kNm. Observa-se que essa relação diminui com o crescimento de f_{ck} .

Com o modelo errado da NBR-6118/2023 (Tabela 3), o máximo da relação $(A_{s3} - A_{s1})/A_{s1}$ foi de 3,68% para $f_{ck} = 90$ MPa e $M_d = 800$ kNm. Agora há uma tendência de aumento dessa relação com o crescimento de f_{ck} . Isso se deve ao erro da NBR-6118/2023 que superpôs o coeficiente de fragilidade η_{cc} aos demais coeficientes de fragilidade presentes nas expressões (7), (13) e (15). Apesar de estar errado, esse modelo da NBR-6118/2023 não altera significativamente as áreas de aço em problemas de flexão simples. Entretanto, o erro será expressivo em problemas de flexo-compressão, como mostrado a seguir.

5. Dimensionamento à flexo-compressão

O diagrama retangular também é usado no dimensionamento à flexo-compressão. As hipóteses básicas são as mesmas da flexão simples. Na Fig. 7 apresenta-se uma seção retangular contendo n camadas de armadura. A seção é submetida à flexo-compressão normal, com o momento fletor de cálculo M_d e o esforço normal de cálculo N_d .

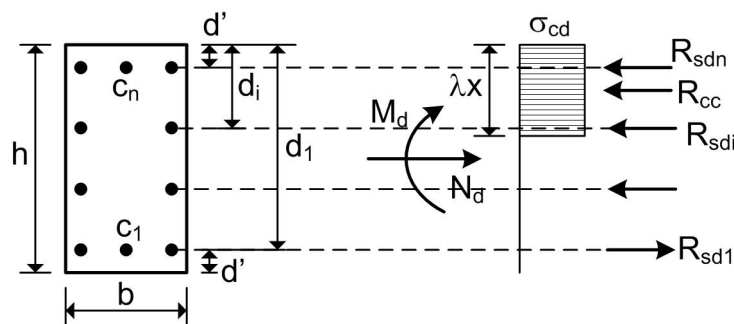


Fig. 7. Seção retangular sob flexo-compressão normal

A solução desse problema é bem detalhada no Capítulo 2 do Volume 3 da ref. [5]. Nas equações onde aparece a tensão σ_{cd} , adotam-se os valores correspondentes a cada um dos métodos, como feito anteriormente.

Modelo do EC2/2004: $\sigma_{cd} = \sigma_{cd1} = 0,85\eta f_{ck}/1,4$, com η dado nas equações (14) e (15).

Modelo da NBR-6118/2014: $\sigma_{cd} = 0,85\eta f_{ck}/1,4$ (fica igual ao EC2/2004).

Modelo do EC2/2023: $\sigma_{cd} = \sigma_{cd2} = 0,85\eta_{cc} f_{ck}/1,4$, com $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$.

Modelo da NBR-6118/2023: $\sigma_{cd} = \alpha_c \eta_{cc} f_{ck}/1,4$, com $\alpha_c = 0,85\eta$, sendo η dado nas equações (14) e (15).

Além disso, no modelo do EC2/2023 emprega-se a distribuição de deformações da Fig. 5. Nesse caso, haverá apenas duas regiões para cálculo das deformações nas camadas de armadura: uma região corresponde ao domínio 2 e outra que engloba os domínios 3, 4, 4a e 5 (ver Capítulo 2 do Volume 3). Para os demais modelos, emprega-se a distribuição de deformações da Fig. 4.

Nos exemplos seguintes considera-se uma seção retangular com 4 camadas de armadura, cada uma possuindo 2 barras de mesmo diâmetro. As dimensões da seção transversal são: $b = 20$ cm; $h = 40$ cm; $d' = 4$ cm. A tensão de escoamento característica do

aço é $f_{yk} = 500$ MPa. Consideram-se diferentes valores para a excentricidade relativa $e/h = M_d / (hN_d)$. A área de aço obtida com os modelos do EC2/2004=NBR-6118/2014 é igual a A_{s1} . A área de aço obtida com o modelo do EC2/2023 é A_{s2} e com a NBR-6118/2023 é igual a A_{s3} . Nas tabelas seguintes apresentam-se as áreas de aço obtidas no dimensionamento e as relações A_{s2}/A_{s1} e A_{s3}/A_{s1} .

Exemplo 1: $N_d = 1500$ kN; $M_d = 300$ kNm; $e/h = 0,50$

Os resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Áreas de aço obtidas para o exemplo 1

| Modelo | | f_{ck} (MPa) | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| EC2/2004 =NBR-6118/2014 | A_{s1} (cm ²) | 58,88 | 49,38 | 47,45 | 44,42 | 41,95 | 39,76 |
| EC2/2023 | A_{s2} (cm ²) | 58,88 | 52,72 | 47,18 | 42,16 | 37,62 | 34,67 |
| NBR-6118/2023 | A_{s3} (cm ²) | 58,88 | 52,72 | 54,19 | 54,19 | 54,07 | 54,06 |
| | A_{s2}/A_{s1} | 1,00 | 1,07 | 0,99 | 0,95 | 0,90 | 0,87 |
| | A_{s3}/A_{s1} | 1,00 | 1,07 | 1,14 | 1,22 | 1,29 | 1,36 |

Nesse exemplo com grande excentricidade, o EC2/2023 fornece uma área de aço menor que o EC2/2004 (=NBR-6118/2014) para $f_{ck} \geq 60$ MPa (a relação A_{s2}/A_{s1} é menor que 1,00). Entretanto, a redução na área de aço é pequena. Por outro lado, a NBR-6118/2023 exige uma área de aço bem maior, com relação A_{s3}/A_{s1} chegando a 1,36 para $f_{ck} = 90$ MPa.

Exemplo 2: $N_d = 2500$ kN; $M_d = 200$ kNm; $e/h = 0,20$

Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Áreas de aço obtidas para o exemplo 2

| Modelo | | f_{ck} (MPa) | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| EC2/2004 =NBR-6118/2014 | A_{s1} (cm ²) | 50,73 | 39,33 | 33,69 | 27,32 | 21,50 | 16,78 |
| EC2/2023 | A_{s2} (cm ²) | 50,73 | 43,40 | 36,59 | 30,18 | 24,12 | 18,36 |
| NBR-6118/2023 | A_{s3} (cm ²) | 50,73 | 43,40 | 42,40 | 40,54 | 38,85 | 37,87 |
| | A_{s2}/A_{s1} | 1,00 | 1,10 | 1,09 | 1,10 | 1,12 | 1,09 |
| | A_{s3}/A_{s1} | 1,00 | 1,10 | 1,29 | 1,48 | 1,81 | 2,26 |

Nesse exemplo com média excentricidade, o EC2/2023 e a NBR-6118/2023 fornecem uma área de aço maior que o EC2/2004 (=NBR-6118/2014). A relação A_{s2}/A_{s1} máxima é

igual a 1,12. Por outro lado, a relação A_{s3}/A_{s1} chega a 2,26. Observa-se que a área de aço obtida com a NBR-6118/2023 já é excessiva para $f_{ck} = 60$ MPa.

Exemplo 3: $N_d = 3500$ kN; $M_d = 70$ kNm; $e/h = 0,05$

Os resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Áreas de aço obtidas para o exemplo 3

| Modelo | | f_{ck} (MPa) | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| EC2/2004 =NBR-6118/2014 | A_{s1} (cm ²) | 48,34 | 36,23 | 29,26 | 22,04 | 15,53 | 10,28 |
| EC2/2023 | A_{s2} (cm ²) | 47,41 | 39,88 | 32,80 | 26,09 | 19,69 | 13,53 |
| NBR-6118/2023 | A_{s3} (cm ²) | 48,34 | 40,57 | 38,35 | 35,79 | 33,47 | 31,88 |
| | A_{s2}/A_{s1} | 0,98 | 1,10 | 1,12 | 1,18 | 1,27 | 1,32 |
| | A_{s3}/A_{s1} | 1,00 | 1,12 | 1,31 | 1,62 | 2,16 | 3,10 |

Nesse exemplo de pequena excentricidade, as áreas de aço obtidas com a NBR-6118/2023 disparam. A relação A_{s3}/A_{s1} chega a 3,10, enquanto A_{s2}/A_{s1} não passa de 1,32. O método errado da NBR-6118/2023 é completamente inviável para concretos com $f_{ck} \geq 60$ MPa.

Empregando o modelo do EC2/2023 resulta $A_{s2}/A_{s1} = 0,98$ para $f_{ck} = 40$ MPa. Isto se deve às diferenças nas distribuições de deformações, como mostrado nas Figuras 4 e 5. Nesse caso de pequena excentricidade, a seção transversal está totalmente comprimida. Apesar de o diagrama retangular do EC2/2023 ser igual ao do EC2/2004 (=NBR-6118/2014) para $f_{ck} = 40$ MPa, as distribuições de deformações são diferentes, resultando em diferentes áreas de aço com os dois modelos.

É interessante verificar o que ocorre se o modelo do EC2/2023 for empregado considerando as distribuições de deformações da Fig. 4. Isso equivale a manter os domínios de dimensionamento da NBR-6118 inalterados. Os resultados são mostrados na Tabela 7.

Conforme se observa na Tabela 7, os resultados dos exemplos 1 e 2 são idênticos. Isso ocorre porque a linha neutra cai dentro da seção transversal, de modo que as duas distribuições de deformações são iguais. No exemplo 3, onde a seção transversal está totalmente comprimida, a diferença nas áreas de aço não passa de 2%.

No caso limite de compressão centrada, tem-se

$$N_d = A_{s4}\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}) + A_c\sigma_{cd} = A_{s2}\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{c2}) + A_c\sigma_{cd} \quad (23)$$

onde $\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{cu})$ é a tensão no aço para a deformação $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ } ^\circ / \text{ } _{oo}$, $\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{c2})$ é a tensão no aço para a deformação $\varepsilon_s = \varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ } ^\circ / \text{ } _{oo}$ e A_c é a área da seção de concreto.

Para o aço CA-50 tem-se: $\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}) = f_{yd}$ e $\sigma_{sd}(\varepsilon_s = \varepsilon_{c2}) = 400$ MPa. Nesse caso, resulta a relação

$$\frac{A_{s4}}{A_{s2}} = \frac{f_{yd}}{400} = 1,09 \quad (24)$$

Conclui-se ser perfeitamente justificável empregar o modelo do EC2/2023 com as distribuições de deformações da Fig. 4, ou seja, mantendo os mesmos domínios de dimensionamento da NBR-6118.

Tabela 7. Resultados obtidos com o modelo do EC2/2023 considerando as distribuições de deformações da Fig. 4 e da Fig. 5.

| Distribuição de deformações | | f_{ck} (MPa) | | | | | |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| Exemplo 1 | | | | | | | |
| Fig. 5 | A_{s2} (cm ²) | 58,88 | 52,72 | 47,18 | 42,16 | 37,62 | 34,67 |
| Fig. 4 | A_{s4} (cm ²) | 58,88 | 52,72 | 47,17 | 42,16 | 37,62 | 34,67 |
| | A_{s4}/A_{s2} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Exemplo 2 | | | | | | | |
| Fig. 5 | A_{s2} (cm ²) | 50,73 | 43,40 | 36,59 | 30,18 | 24,12 | 18,36 |
| Fig. 4 | A_{s4} (cm ²) | 50,73 | 43,40 | 36,59 | 30,18 | 24,12 | 18,36 |
| | A_{s4}/A_{s2} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Exemplo 3 | | | | | | | |
| Fig. 5 | A_{s2} (cm ²) | 47,41 | 39,88 | 32,80 | 26,09 | 19,69 | 13,53 |
| Fig. 4 | A_{s4} (cm ²) | 48,34 | 40,57 | 33,31 | 26,46 | 19,94 | 13,69 |
| | A_{s4}/A_{s2} | 1,02 | 1,02 | 1,02 | 1,01 | 1,01 | 1,01 |

6. Conclusões e sugestões

O modelo de dimensionamento de seções transversais submetidas à flexão simples ou composta foi completamente modificado no EC2/2023. Esse novo modelo apresenta os seguintes melhoramentos quando comparado ao EC2/2004:

- Ele corrige os erros de avaliação do módulo de deformação longitudinal obtido com o diagrama parábola-retângulo. Com o novo modelo, o diagrama parábola-retângulo pode ser usado para análise não linear, como no projeto de pilares esbeltos de concreto armado, o que não era possível com o modelo do EC2/2004.

- Uma vez que o novo modelo adota valores constantes $\varepsilon_{c2} = 0,002$, $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ e $\lambda = 0,8$ para todas as classes de resistência do concreto, é possível elaborar tabelas para dimensionamento à flexão simples e à flexo-compressão independentes do valor de f_{ck} . As tabelas dos Apêndices 1 e 2 do Volume 3 da ref. [5] podem ser utilizadas para todas as classes de resistência do concreto.

Em relação às áreas de aço obtidas no dimensionamento, chega-se às seguintes conclusões:

- Para flexão simples, os resultados são praticamente os mesmos do EC2/2004 (=NBR-6118/2014).

- Nos casos de flexo-compressão com grande excentricidade, o modelo do EC2/2023 pode apresentar uma redução na área de aço até 10%, aproximadamente.

- Nos casos de flexo-compressão com pequena excentricidade, o modelo do EC2/2003 pode requerer um aumento expressivo na área de aço para concretos com resistência muito elevada.

Por outro lado, constata-se que o modelo da NBR-6118/2023 está totalmente errado. Essa versão da norma brasileira misturou os dois modelos do EC2, resultando em um modelo esdrúxulo e totalmente descabido. O aumento absurdo nas áreas de aço em pilares com pequena excentricidade recomenda a não utilização desse modelo.

Sugere-se que a NBR-6118 passe a adotar o modelo do EC2/2023 da forma correta, como aqui apresentado, o que é vantajoso em relação ao modelo da NBR-6118/2014 (=EC2/2004). Além disso, podem-se preservar os domínios de dimensionamento das versões NBR-6118/2014 e NBR-6118/2023, já que são conhecidos de longa data, sem que isso acarrete diferença significativa em relação ao EC2/2023.

Referências

- [1] European Committee For Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1:2004. Brussels, Belgium; 2004.
- [2] European Committee For Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, Bridges and Civil Engineering Structures. EN 1992-1-1:2023. Brussels, Belgium; 2023.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2023.
- [5] Araújo, J. M., Curso de Concreto Armado, 5 ed., Dunas, 4 v., Rio Grande, RS, 2023.
- [6] Hognestad, E. A study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin Series No.399. Urbana; 1951.
- [7] International Federation for Structural Concrete. *fib* Model Code 2010. Lausanne, Switzerland; 2010.
- [8] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, UK: Thomas Telford; 1993.
- [9] Araújo, J. M., A non-linear model for analysis and design of slender reinforced concrete columns, Mag. Concr. Res. 71(2019) 287-297, <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/full/10.1680/jmacr.17.00428>.
- [10] Moccia, F., Yu, Q., Ruiz, M. F., Muttoni, A., Concrete compressive strength: From material characterization to a structural value, Struct. Concr. 22(2021) 1-21, <https://doi.org/10.1002/suco.202000211>