

ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO DA NOVA NBR-6118

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

Departamento de Materiais e Construção - FURG, Rio Grande, RS

RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar algumas considerações, críticas e sugestões ao projeto de revisão da NBR-6118, atualmente sob consulta pública. Os temas abordados referem-se às propriedades do concreto e dos aços, os critérios para o dimensionamento dos pilares, as verificações relativas aos estados limites de utilização e o cálculo das lajes nervuradas. Espera-se com esse trabalho, contribuir para o aprimoramento da nova NBR-6118.

Palavras-Chave: Concreto armado, estruturas de concreto.

ABSTRACT

The subject of this work is to present considerations, critiques and suggestions to the revision project of the Brazilian code NBR-6118, under public discussion. Topics considered are concrete and steel properties, columns design, serviceability limit states and ribbed slabs. It is hoped that this work contribute to improvement of the new code NBR-6118.

Keywords: Reinforced concrete, concrete structures.

INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar algumas contribuições, críticas e sugestões ao projeto de revisão da nova norma brasileira NBR-6118, "Projeto de Estruturas de Concreto", conforme a versão de Agosto de 2001, atualmente sob consulta pública.

Espera-se, com este trabalho, contribuir para o aperfeiçoamento da nova NBR-6118, para que a mesma seja uma norma atualizada e compatível com o atual estágio do conhecimento científico.

Neste estudo são feitas algumas reflexões sobre temas ligados às propriedades dos materiais, projeto de pilares, estados limites de utilização e cálculo de lajes nervuradas. Para cada tema analisado, são feitas as sugestões de alteração do projeto de norma.

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

O módulo de deformação longitudinal do concreto

No projeto de revisão da NBR-6118 [1], o módulo de deformação longitudinal do concreto, tangente à origem do diagrama tensão-deformação, E_c , é dado por

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa} \quad (1)$$

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

A expressão (1) é derivada do ACI Code[2], onde o coeficiente 5600 tem o valor 5565, conforme foi demonstrado na ref. [3].

Diversas restrições têm sido feitas em relação ao emprego da expressão (1) para o cálculo do módulo de deformação longitudinal do concreto. Em primeiro lugar, o módulo de deformação longitudinal do concreto é uma função de sua resistência média f_{cm} e não da

resistência característica f_{ck} . Este fato é reconhecido no Código Modelo CEB-FIP/90[4] e na norma espanhola[5]. A própria Comissão Revisora da NBR-6118 reconheceu essa afirmação, quando introduziu comentários no Anexo A.7 da versão do projeto de Janeiro de 2000.

Naquela oportunidade, justificava-se o emprego da expressão (1) pelo "fato de que na fase de projeto f_{cm} não é conhecido". Evidentemente, isto não é justificativa, pois f_{cm} pode ser estimado em função de f_{ck} , como faz o CEB.

Na tentativa de corrigir essa incoerência de formulação, o Anexo A.7 permitia avaliar o comportamento global da estrutura com o emprego do módulo tangente E_c , já que "para a estrutura toda é adequado avaliar a rigidez a partir de f_{cm} ".

No Anexo A.7 da versão do projeto de Janeiro de 2000, era sugerida uma expressão para levar em conta o tipo de agregado e a consistência do concreto, na forma

$$E_c = a_1 a_2 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa} \quad (2)$$

onde o coeficiente a_1 leva em conta o tipo de agregado e o coeficiente a_2 leva em conta a consistência do concreto fresco.

Os valores dos coeficientes a_1 e a_2 que constavam no Anexo A.7 eram os mesmos sugeridos por Helene[6].

Entretanto, através da análise dos resultados obtidos em 105 corpos de prova, Helene[6] concluiu que o modelo do CEB/90[4] é o que melhor se ajusta aos resultados experimentais, tendo sugerido a expressão

$$E_c = a_1 a_2 21500 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3}, \text{ MPa} \quad (3)$$

a qual é derivada da expressão do CEB/90.

Tem sido demonstrado em diversos estudos [3,6,7] que os modelos de previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto, com base na raiz cúbica da resistência (modelo do CEB/90), se ajustam melhor aos resultados experimentais do que os modelos com base na

raiz quadrada (modelo do ACI e proposta da nova NBR-6118). O próprio CEB abandonou sua formulação original, baseada na raiz quadrada da resistência [7].

Além disso, tem sido verificado [3,8] que a equação do ACI (que é a mesma equação proposta no projeto da nova NBR-6118[1]) superestima o valor do módulo de deformação longitudinal para concretos de resistência à compressão mais elevada (acima de 40MPa).

Então, como justificar o emprego da expressão (1), sugerida no projeto de revisão da NBR-6118?

Em trabalhos anteriores, Shehata[9] apresenta uma série de resultados experimentais obtidos na COPPE para concretos com agregado graúdo de gnaiss (referenciando [10]). Baseando-se apenas nesses resultados, foi proposta a expressão

$$E_c = 4250 \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa} \quad (4)$$

Observa-se que esses concretos não devem servir como referência para o estabelecimento de uma expressão única a ser adotada em todo o Brasil, pois eles apresentaram valores muito baixos para o módulo de deformação longitudinal.

Em recente trabalho realizado pelo grupo dessa mesma pesquisadora[11], foram realizados ensaios em concretos com agregados de traquito e de gnaiss, os quais foram ensaiados em diferentes idades. Além desses novos ensaios, foram analisados os resultados de ensaios realizados por diversos pesquisadores em diversas regiões do Brasil, com resistência característica à compressão variando de 10MPa a 110MPa. Do estudo apresentado em [11] concluiu-se que "a expressão do CEB/90 é a que mais se aproxima dos valores médios do grupo de resistências analisados".

Um estudo semelhante foi realizado pelo Autor[3], onde foram analisados os resultados de ensaios realizados por diversos pesquisadores em várias regiões do Brasil. Do total de 291 ensaios catalogados, pode-se concluir que a expressão do CEB/90 é a que melhor se ajusta aos resultados experimentais.

Em vista de todas as considerações levantadas, sugere-se que, na nova norma

brasileira NBR-6118, seja adotada a formulação do CEB/90 para a estimativa do módulo de deformação longitudinal do concreto, conforme descrito a seguir.

O módulo de deformação longitudinal, tangente à origem do diagrama tensão-deformação, E_c , é dado por

$$E_c = \alpha 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \text{ MPa} \quad (5)$$

onde $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ é a resistência média à compressão estimada a partir da resistência característica f_{ck} aos 28 dias de idade, em MPa.

O coeficiente α leva em conta o tipo de agregado, tendo os seguintes valores:

- $\alpha = 0,7$ para agregados de arenito;
- $\alpha = 0,9$ para agregados de calcário;
- $\alpha = 1,0$ para agregados de granito e gnaisse;
- $\alpha = 1,2$ para agregados de basalto.

O módulo secante, E_{cs} , a ser empregado nas análises elásticas, é dado por $E_{cs} = 0,85 E_c$.

O módulo de deformação longitudinal do concreto em uma idade t dias, $E_c(t)$, pode ser estimado através da equação

$$E_c(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1/2} E_c \quad (6)$$

onde E_c é o módulo de deformação longitudinal aos 28 dias de idade, obtido por meio da equação (5).

A função de envelhecimento $\beta_{cc}(t)$ é dada por

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (7)$$

onde s é um coeficiente que depende do tipo de cimento empregado e tem os seguintes valores:

- $s = 0,20$ para cimento CP V-ARI;

- $s = 0,25$ para os cimentos CP I e CP II;
- $s = 0,38$ para os cimentos CP III e CP IV.

A resistência média à compressão $f_{cm}(t)$, na idade t dias, pode ser estimada por

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (8)$$

onde f_{cm} é a resistência média à compressão aos 28 dias de idade, podendo-se adotar $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$, na fase de projeto.

Para os diversos valores da resistência à tração, adotam-se as mesmas expressões do CEB/90, as quais já foram consideradas no projeto de revisão da NBR-6118[1].

Quando a temperatura de cura diferir de 20°C , o seu efeito na maturidade do concreto pode ser levado em conta substituindo-se a idade real t por uma idade equivalente t_e . Para isto, recomenda-se adotar a expressão de t_e fornecida no CEB/90[4], em vez da expressão que aparece no Anexo A do projeto de revisão da NBR-6118[1]. Essa última expressão é originária do modelo de fluência e retração do CEB/78. Portanto, para evitar incompatibilidade de formulação, sugere-se incorporar todas as expressões do CEB/90.

O módulo de elasticidade dos aços

No projeto de revisão da NBR-6118[1], adotam-se os seguintes valores para o módulo de elasticidade dos aços:

Aços de armadura passiva: $E_s = 210 \text{ GPa}$;

Aços de armadura ativa: $E_s = 200 \text{ GPa}$.

Considerando que essa diferença de 10 GPa entre os módulos de elasticidade é irrelevante para o dimensionamento e para as verificações sob as condições de serviço, e para compatibilizar a NBR-6118 com as demais normas internacionais, como o ACI[2], o CEB[4] e a norma espanhola[5], dentre outras, sugere-se adotar o único valor para o módulo de elasticidade dos aços, como

$$E_s = 200 \text{ GPa} \quad (9)$$

Formulações para a fluência e para a retração do concreto

A formulação apresentada no Anexo A do projeto de revisão da NBR-6118[1] é a mesma formulação do CEB/78[12]. Os gráficos são representados por funções analíticas desenvolvidas por T. van Langendonck e A. Bagan, conforme[13]. As expressões desenvolvidas pelo CEB são apresentadas na ref. [14].

Do ponto de vista qualitativo, as formulações do CEB/78 e do CEB/90 são equivalentes, pois levam em conta os principais fatores que afetam a fluência e a retração do concreto. Entretanto, a escolha pela formulação do CEB/90 parece ser mais acertada, até por ser esta a versão atual sugerida pelo CEB.

Além disso, o modelo do CEB/90 é mais simples do que o modelo anterior do CEB/78, o que facilita a análise estrutural. Isto é particularmente importante, quando a análise é feita com o emprego de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos. Neste contexto, é importante que a função de fluência possa ser facilmente substituída por uma expansão em série, denominada série de Dirichelet, para facilitar o seu uso em uma formulação incremental. O modelo do CEB/90 é o mais apropriado para esse fim e deveria ser adotado na nova NBR-6118.

Por último, a formulação do CEB/90 leva em conta, de forma indireta, os efeitos da relação água-cimento na fluência e na retração. Desse modo, pode-se verificar que, de acordo com a formulação do CEB/90, a fluência e a retração diminuem com o aumento da resistência à compressão do concreto (que pode ser vista como uma medida indireta da relação água-cimento). O modelo do CEB/78 não leva em conta o valor da resistência à compressão, indicando que a fluência e a retração independem da relação água-cimento, o que é uma incoerência da formulação.

A Tabela 5 do Capítulo 8 do projeto de revisão da NBR-6118[1] apresenta valores incompatíveis com a formulação do Anexo A. Isto ocorre, principalmente, em relação aos valores do coeficiente final de fluência $\phi(t_\infty, t_o)$. Conforme está indicado no próprio

Anexo A, seção A.1.4.2, a espessura fictícia depende de um coeficiente γ , o qual é função da umidade relativa do ar, U . Segundo o CEB/78[12], esse coeficiente tem os seguintes valores:

$$\gamma = 5,0 \text{ para } U = 90\%;$$

$$\gamma = 1,5 \text{ para } U = 70\%;$$

$$\gamma = 1,0 \text{ para } U = 40\%.$$

Tudo indica que, na elaboração da Tabela 5, foi adotado $\gamma = 1,0$ em todos os casos.

De qualquer modo, em vista dos aspectos analisados, recomenda-se que seja adotada a formulação do CEB/90[4] para o cálculo das deformações devidas à fluência e à retração do concreto. Uma nova Tabela 5, com valores obtidos através da formulação do CEB/90, para algumas classes de resistência à compressão do concreto, deve ser incluída na norma.

PROJETO DE PILARES

Imperfeições geométricas

O projeto de revisão da NBR-6118[1] incorporou todos as considerações do CEB/90[4] relativas às imperfeições geométricas dos pilares. Entretanto, o projeto de revisão da norma passa a exigir a consideração de um momento de primeira ordem mínimo, conforme é feito no ACI Code[2]. Alternativamente, essa exigência pode ser colocada em termos de uma excentricidade de primeira ordem mínima $e_{1,min}$, dada por

$$e_{1,min} = 1,5 + 0,03h, \text{ cm} \quad (10)$$

onde h é a altura da seção transversal do pilar na direção considerada, em centímetros.

A expressão (10) foi extraída do código de projeto do ACI [2]. Nesse código, os efeitos de segunda ordem são considerados através de uma majoração dos momentos de primeira ordem. O momento total para o dimensionamento é $M_d = \delta_n M_{1d}$, onde M_{1d} é o momento de primeira ordem e δ_n é um

fator de amplificação. Assim, se o momento de primeira ordem for muito pequeno ou nulo, os efeitos de segunda ordem serão subestimados ou mesmo desconsiderados, independentemente da esbeltez do pilar. Para evitar este problema, o ACI exige a consideração do momento de primeira ordem mínimo $M_{1d,min} = F_d e_{1,min}$, sendo F_d a força normal de compressão do pilar.

Entretanto, quando os efeitos de segunda ordem são introduzidos através de uma excentricidade adicional (a excentricidade de segunda ordem), essa exigência do momento de primeira ordem mínimo deixa de ter sentido. Nesse caso, deve-se dimensionar a seção crítica do pilar para a excentricidade total, obtida pela superposição das diversas parcelas, como é adotado no CEB[4,12] e como vem sendo a prática de projeto adotada no Brasil desde a publicação da NBR-6118 no ano de 1978.

A consideração do momento de primeira ordem mínimo, através da excentricidade de primeira ordem dada na equação (10), pode levar a algumas situações absurdas. Considere-se, por exemplo, um pilar intermediário cuja situação de projeto seja de compressão centrada (os momentos transmitidos pelas vigas podem ser desprezados). Neste caso, a única excentricidade de primeira ordem é a excentricidade accidental, e_a , decorrente das imperfeições geométricas do eixo do pilar.

De acordo com a norma NBR-6118/78, em vigor, a excentricidade accidental é dada pelo maior dos valores

$$e_a \geq \begin{cases} h/30 \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (11)$$

É interessante relembrar que o limite absoluto de 2cm introduzido na equação (11) sempre foi muito questionado por diversos autores brasileiros. Segundo Fusco[15], "a aplicação prática destes critérios tem mostrado que, em estruturas de edifícios correntes com pilares de 20cm de largura, o valor absoluto de 2cm freqüentemente conduz a dimensões significativamente maiores que as que vinham sendo empregadas até agora". Por último, esse autor sugere que o limite de 2cm possa ser

desconsiderado, passando-se a adotar apenas $e_a = h/30$.

Considerações semelhantes são apresentadas na ref.[16], onde os autores admitem a redução dos valores da excentricidade accidental, "atendendo a solicitações, já mais ou menos antigas, do meio técnico".

Segundo a formulação do CEB/90, incluída no projeto de revisão da NBR-6118, a excentricidade accidental é dada por

$$e_a = \frac{\alpha_a l_e}{2} \quad (12)$$

onde l_e é o comprimento de flambagem do pilar e α_a é a inclinação do eixo do pilar em relação à vertical, dada por

$$\alpha_a = \frac{1}{100\sqrt{l}} \leq \frac{1}{200} \quad (13)$$

sendo l o comprimento do pilar em metros.

Adotando o maior valor para a inclinação, $\alpha_a = 1/200$, resulta a expressão da excentricidade accidental

$$e_a = \frac{l_e}{400} \quad (14)$$

É interessante observar que a norma DIN 1045 já adotava a expressão $e_a = l_e/300$, conforme os procedimentos de projeto indicados na ref.[17].

Na Tabela 1 apresentam-se os valores das excentricidades accidentais calculadas com as expressões anteriores. Nessa tabela, considera-se um pilar intermediário com comprimento de flambagem $l_e = 300$ cm.

Tabela 1 – Excentricidades accidentais (cm) nos pilares intermediários com $l_e = 300$ cm

h (cm)	$h/30$ ≥ 2	$\frac{h}{30}$	$\frac{l_e}{300}$	$\frac{l_e}{400}$	$e_{1,min}$
20	2,00	0,67	1,00	0,75	2,10
30	2,00	1,00	1,00	0,75	2,40
40	2,00	1,33	1,00	0,75	2,70
50	2,00	1,67	1,00	0,75	3,00

60	2,00	2,00	1,00	0,75	3,30
----	------	------	------	------	------

Conforme se observa na Tabela 1, a excentricidade de primeira ordem mínima é exagerada, mesmo quando comparada com a excentricidade accidental dada na NBR-6118/78, hoje em vigor.

Se Fusco[15], à época da publicação da NBR-6118/78, já achava elevado o valor limite de 2cm para a excentricidade accidental, deve-se considerar que uma excentricidade accidental de 3,30cm para um pilar com apenas 3m de altura é um exagero.

Em vista dessas considerações, sugere-se adotar na nova NBR-6118 a expressão (14) para o cálculo da excentricidade accidental, eliminando-se a exigência do momento de primeira ordem mínimo.

Consideração da fluência

De acordo com o projeto de revisão da NBR-6118[1], "a consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$ e pode ser efetuada de maneira aproximada acrescentando à excentricidade de 1ª ordem, a excentricidade adicional e_c ".

O texto sublinhado está errado e deve ser alterado pois, como a norma considera o "método do pilar padrão com rigidez κ aproximada", se a excentricidade e_c for adicionada à excentricidade de primeira ordem, ela será novamente ampliada quando do emprego desse método. O correto é empregar o "método do pilar padrão com rigidez κ aproximada" e, depois, adicionar a excentricidade e_c para o dimensionamento da seção do pilar.

Por último, se a consideração da fluência for exigida apenas para os pilares com $\lambda > 90$, na prática ela nunca será realizada.

É de se destacar ainda que, na expressão adotada para o cálculo de e_c , conforme consta no projeto de revisão da NBR-6118[1], a excentricidade accidental aparece com a expressão dada na equação (12), não sendo feita referência ao momento de primeira ordem

mínimo. Ora, a expressão correta da excentricidade e_c , conforme o CEB/78[12], é

$$e_c = e_{1g} \exp \left[\frac{\varphi(t_\infty, t_o) F_g}{F_E - F_g} - 1 \right] \quad (15)$$

onde e_{1g} é a excentricidade de primeira ordem da carga F_g , consistindo da soma da excentricidade inicial com a excentricidade accidental.

Portanto, se a norma passar a exigir a consideração do momento mínimo, a excentricidade e_{1g} , para o emprego na equação (15), deve obedecer a restrição $e_{1g} \geq e_{1,\min}$. Isto levaria a um exagero no projeto. Mas não é isto que aparece na expressão de e_c que consta no projeto de revisão, o que mostra que a mistura de procedimentos de projeto distintos, oriundos de normas internacionais diversas, pode levar a gravíssimas distorções dos modelos de cálculo.

Em vista disto, sugere-se, mais uma vez, a desconsideração da exigência do momento de primeira ordem mínimo, e a adoção do critério do CEB/78, o qual permite desprezar os efeitos da fluência no dimensionamento dos pilares em qualquer um dos seguintes casos:

- a) índice de esbeltez pequeno: $\lambda \leq 50$;
- b) excentricidade relativa de primeira ordem alta: $e_1/h \geq 2$, onde e_1 é a excentricidade de primeira ordem da força normal;
- c) carga predominante de curta duração: $F_g \leq 0,2F_k$, onde F_g é a força normal obtida com a combinação quase-permanente do carregamento e F_k é a força normal total de serviço.

No caso corrente dos edifícios, pode-se simplificar o critério, dispensando-se a consideração da fluência apenas quando $\lambda \leq 50$.

Consideração dos efeitos de segunda ordem

O denominado "método do pilar padrão com rigidez κ aproximada" nada mais é que o clássico Método do Momento Majorado

adotado pelo ACI[2] com uma definição adequada para a rigidez à flexão. Desse modo, seria conveniente denominá-lo de "Método do Momento Majorado com Rigidez κ Aproximada", para não parecer que se trata de um método novo.

Ao apresentar esse método, o projeto de revisão da NBR-6118 estabelece um processo iterativo, salientando que "usualmente 2 ou 3 iterações são suficientes". A rigor, pode-se escrever uma expressão para a excentricidade total e_{tot} , conforme demonstrado pelo Autor[18]. Desse modo, a excentricidade total e_{tot} é dada por

$$e_{tot} = \frac{e_1}{1 - \frac{\lambda^2 \nu}{120\kappa}} \quad (15)$$

onde λ é o índice de esbeltez e κ é dado por

$$\kappa = 32 \left(1 + \frac{5e_{tot}}{h} \right) \nu \quad (16)$$

Introduzindo (16) em (15), obtém-se a expressão para e_{tot} , na forma

$$e_{tot} = \left(B + \sqrt{B^2 + 0,2 e_1 / h} \right) h \quad (17)$$

onde

$$B = \frac{\lambda^2}{38400} + 0,5 \frac{e_1}{h} - 0,1 \quad (18)$$

ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

No projeto de revisão da NBR-6118[1], adota-se a formulação do ACI[2] para o cálculo de flechas em vigas. Os valores obtidos para a flecha inicial por esse método são comparáveis com aqueles resultantes da análise não-linear, bem como com o método bilinear do CEB[19]. Porém, a fórmula para a consideração da fluência superestima a flecha final das vigas.

Entretanto, se a flecha final for obtida multiplicando-se a flecha inicial pela relação entre a curvatura final e a curvatura inicial,

como é apresentado na NBR-6118/78, os resultados são satisfatórios.

Sugere-se que seja incluída na nova NBR-6118 a fórmula prática apresentada no CEB/90[4], a qual foi obtida a partir de estudos paramétricos[20] e fornece excelentes resultados. Desse modo, a flecha final W_∞ é dada por

$$W_\infty = \left(\frac{h}{d} \right)^3 K_t (1 - 20\rho') W_c \quad (19)$$

onde h é a altura total da seção, d é a altura útil, K_t é um coeficiente dado na Tabela 2, $\rho' = A'_s / (bd)$ é a taxa da armadura longitudinal de compressão e W_c é a flecha básica calculada com a rigidez à flexão $E_{cs} I_c$ da seção de concreto simples, no estágio I.

A expressão (19) foi obtida para seções retangulares de largura b e altura útil d . Ela pode ser empregada para outras formas de seção, mas os resultados serão menos precisos. Para isto, a seção deve ser transformada em um retângulo de mesma altura e com a largura calculada de forma a preservar o momento de inércia I_c da seção original. As taxas de armadura $\rho = A_s / (bd)$ e $\rho' = A'_s / (bd)$ devem ser referidas à seção retangular equivalente.

Tabela 2 – Coeficiente K_t

ρ %	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1,0	1,5
K_t	10	8	6	4	3	2,5	2

A formulação para o cálculo das aberturas das fissuras apresentada no projeto de revisão da NBR-6118 é a mesma da NBR-6118/78, com uma pequena alteração. Por outro lado, as expressões do CEB/90 para o cálculo das aberturas das fissuras incluem a retração do concreto e possuem demonstração analítica clara[21].

Em vista disto, sugere-se a adoção das expressões do CEB/90 para o cálculo das aberturas das fissuras.

LAJES NERVURADAS

O projeto de revisão da NBR-6118[1] alterou algumas considerações sobre o cálculo de lajes nervuradas. As alterações se referem basicamente às dimensões e aos espaçamentos das nervuras.

Não fica claro, entretanto, que o apoio da laje deve ser feito ao longo de uma nervura. Da mesma forma, o projeto de revisão é omissivo quanto às nervuras de distribuição nas lajes armadas em uma direção, aspectos considerados na NBR-6118/78.

A principal alteração introduzida no projeto de revisão da NBR-6118 é quanto ao método de cálculo. De acordo com a atual NBR-6118/78, os esforços e os deslocamentos das lajes nervuradas podem ser calculados como para as lajes maciças, empregando-se a teoria das placas elásticas. Desse modo, considera-se a integralidade da rigidez à torção, determinando-se uma laje maciça de mesma rigidez à flexão que a laje nervurada. Esse procedimento de cálculo vem sendo usado desde a publicação da NBR-6118, não se tendo notícia de desastres ocorridos com lajes nervuradas projetadas dessa maneira. Isto, inclusive, era permitido na versão do projeto de revisão da norma de Janeiro de 2000.

No projeto de revisão atual[1] foi incluído o texto "na falta de resultados mais precisos, a rigidez à torção deve ser considerada nula na determinação dos seus esforços solicitantes e deslocamentos".

Ora, com essa restrição voltou-se ao velho procedimento da antiga NB-1, tão questionado pelo prof. Aderson Moreira da Rocha[22] já na década de 50. Naquela oportunidade escrevia o referido professor: "As experiências mostram que as lajes nervuradas em que se obedecem os limites de espaçamento de nervuras estabelecidos pela NB-1, funcionam de modo muito idêntico ao das lajes maciças e podem ser calculadas como tal, usando-se os coeficientes da teoria de Marcus. Não temos dúvida alguma em aconselhar o emprego da teoria de Marcus para as lajes nervuradas, cujo espaçamento entre nervuras não ultrapasse 50cm".

Para compatibilizar o texto com o atual projeto de revisão da NBR-6118, sugere-se que seja permitido calcular os esforços e os deslocamentos das lajes nervuradas, empregando-se a teoria das placas elásticas,

desde que sejam obedecidas as restrições quanto à largura das nervuras e quanto à espessura da mesa e, pelo menos, sempre que o espaçamento entre eixos das nervuras não for maior que 60cm.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Estruturas de Concreto. Projeto de revisão da NBR-6118, Agosto, 2001.
2. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95). Detroit, 1995.
3. Araújo, J. M. O módulo de deformação longitudinal do concreto. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, No. 1, p.9-16, Rio Grande, Nov., 200.
4. Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.
5. Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid, 1999.
6. Helene, P. R. L. Estudo da variação do módulo de elasticidade do concreto com a composição e características do concreto fresco e endurecido. Relatório à ABCP, São Paulo, Janeiro, 1998.
7. Comité Euro-International du Béton. Selected Justification Notes. Bulletin d'Information No. 217, Lausanne, 1993.
8. Carrasquillo, R. L.; Nilson, A. H.; Slate, F. O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. ACI Journal, No. 78-14, p.171-178, May-June, 1981.
9. Shehata, L. C. D.; Martins, P. C. R.; Pereira, S. S. R. Classificação e propriedades do concreto e do aço. III Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto. EPUSP, São Paulo, Dez., 1993. (25 páginas, em separata)
10. Tizatto, V.; Shehata, L. C. D. Módulo de deformação longitudinal do concreto. Colloquia 87– Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Anais, Vol.2, p.229-240, Porto Alegre, 1987.

11. Freitas, L. B.; Júdice, F. M. S.; Carneiro, L. A. V.; Evangelista, A. C. J.; Shehata, L. C. D. Avaliação do módulo de elasticidade de concretos de alto desempenho com diferentes idades. 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais do Congresso do Ibracon 2001, em CD, trabalho i022.pdf, Foz do Iguaçu, 2001.

12. Comité Euro-International du Béton. Code-modèle CEB-FIP pour les Structures en Béton. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.

13. Santos, L. M. Cálculo de Concreto Armado. Vol. 1, 2ª ed., Editora LMS Ltda., São Paulo, 1983.

14. Comité Euro-International du Béton. CEB Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete. Switzerland, 1984.

15. Fusco, P. B. Estruturas de Concreto – Solicitações Normais. Ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

16. Martins, A. R.; Stucchi, F. R. Ações nas estruturas de concreto. III Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto. Anais, p. 89-125, EPUSP, São Paulo, 1993.

17. Leonhardt, F.; Mönnig, E. Construções de Concreto. Vol. 1, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1977.

18. Araújo, J. M. Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado. Revista do Ibracon, No. 27, Nov.-Dez., São Paulo, 2001.

19. Comité Euro-International du Béton. CEB Design Manual on Cracking and Deformations. Lausanne, 1985.

20. Ghali, A.; Favre, R. Concrete Structures: Stresses and Deformations. Chapman and Hall, London, 1986.

21. Araújo, J. M. Curso de Concreto Armado. Vol. 2, Ed. Dunas, Rio Grande 1999.

22. Rocha, A. M. Curso Prático de Concreto Armado. Vol. 4, 3ª edição, Ed. Científica, Rio de Janeiro, 1956.

José Milton de Araújo

Engenheiro Civil, UFES, 1981.

Mestre em Engenharia Civil, UFRGS, 1984.

Doutor em Engenharia, UFRGS, 1995.

Professor titular, DMC, FURG.

Autor de seis livros sobre concreto armado.

<http://www.mikrus.com.br/ed.dunas/>

ed.dunas@mikrus.com.br

DADOS BIBLIOGRÁFICOS DO AUTOR