

PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO OBEDECENDO AOS CRITÉRIOS DA NOVA NORMA NBR 6118 – 2003

Daniela F. Camarinha de Almeida¹
Marcela Tôrmo de Azeredo Lopes¹
Plácido Barbosa¹

Resumo: Visando mostrar os procedimentos e critérios indicados na nova Norma NBR 6118 -2003, preparamos este trabalho sobre “Perdas da Força de Protensão”. Apresentam-se avaliações das perdas das forças de protensão classificadas em perdas instantâneas e diferidas. As parcelas que evoluem com o tempo estão associadas aos processos de fluência e retração do concreto e também ao de relaxação do aço. Foram empregados programas de Computação Algébrica e Simbólica (CAS) que refletem as tendências atuais de cálculo científico em níveis internacionais.

Palavras-Chave: concreto protendido, perdas, NBR 6118-2003.

Abstract: Aiming to show the procedures and criteria indicated in the new NBR 6118 -2003, we prepare this work on “Losses of the Prestressing Force”. Evaluations of the losses of the prestressing forces classified in immediate and gradual losses are presented. The parcels that increase with time are associated to the processes of creep and shrinkage of the concrete and also to the steel relaxation. Programs of Algebraic and Symbolic Computation had been used (ASC) and reflect the current trends of scientific calculation in international levels.

Key words: prestressing forces, creep, shrinkage, losses, NBR 6118 –2003.

¹ Engenharia Civil, UFF

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho tem a finalidade de apresentar as perdas da força de protensão produzidas em um cabo.

Dados de projeto:

- cabo é formado por 12 cordoalhas CP-190-RB-12,7 representativo do conjunto de 10 cabos de mesmo tipo, constituintes da cablagem de uma viga bi-apoiada com balanços;
- cabo é estirado com a maior tensão permitida e que a perda por acomodação da ancoragem é estimada em 6mm;
- a protensão será feita aos 14 dias e serão puxados dois cabos por vez;
- será analisada a seção de simetria de uma viga caixão.

Foram atendidas as seguintes características de materiais, climáticas e execução:

- aço de baixa relaxação;
- armadura pós-tracionada;
- abatimento do cone entre 5-9 e umidade relativa do ar ≤ 90 ;
- cimento CP II.

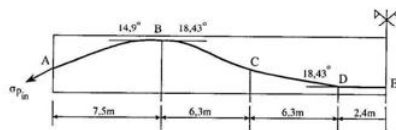


Figura 1 - Esquema longitudinal da viga.

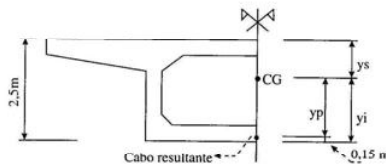


Figura 2 - Seção transversal da viga caixão.

Outros dados:

$$\begin{aligned} A_c &= 4.685 \text{ m}^2 & A_p &= 12.168 \text{ m}^2 \\ u_i &= 14.6 \text{ m} & u_e &= 24.2 \text{ m} \\ J &= 4.221 \text{ m}^4 & U &= 80 \end{aligned}$$

ENGEVISTA, v. 5, n. 10, p. 56-70, dez. 2003

$$\begin{aligned} M_{g1} &= 6550 \text{ kNm} & M_{g2} &= 2280 \text{ kNm} \\ \mu &= 0.20 & k &= \frac{0.01 \cdot \mu}{m} \\ y_i &= 1.581 \text{ m} & T_i &= 20 \\ E_p &= 295 \text{ GPa} & \Delta_{lac} &= 0.006 \text{ m} \\ \alpha_c &= 2 & \alpha_s &= 1 \\ F_{ck} &= 24 \text{ MPa} & F_{ptk} &= 1900 \text{ MPa} \\ N_c &= 10 & & \end{aligned}$$

Sendo:

- A_c - área de concreto da seção transversal da viga;
- A_p - área de um cabo;
- u_i - perímetro interno da viga caixão;
- u_e - perímetro externo da viga caixão;
- J - momento de inércia da viga;
- U - umidade relativa do ambiente, expressa em porcentagem;
- M_{g1} - momento solicitante decorrente do peso próprio da viga;
- M_{g2} - momento solicitante decorrente do carregamento externo;
- μ - coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;
- k - coeficiente de perda por metro, provocada por curvaturas não intencionais no cabo;
- y_i - distância do centro de gravidade (CG) da seção da viga ao bordo inferior da mesma;
- T_i - temperatura média diária ambiente, em graus Celsius;
- E_p - módulo de elasticidade do cabo;
- Δ_{lac} - acomodação da ancoragem;
- α_c - coeficiente que depende da velocidade de endurecimento do concreto - fluência;
- α_s - coeficiente que depende da velocidade de endurecimento do concreto - retração;
- f_{ck} - resistência característica do concreto;
- N_c - número total de cabos.

2 CÁLCULO DAS TENSÕES E DAS PERDAS

2.1 Cálculo da Tensão de Puxada σ_{pi}

Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do macaco de protensão deve respeitar os limites 0,74

f_{ptk} e $0,82 f_{pyk}$ para armadura pós-tração e aços da classe de relaxação baixa, sendo:

σ_{pin} - tensão da armadura na saída do macaco de protensão;

f_{ptk} - valor característico da resistência à tração do aço de protensão;

f_{pyk} - valor característico da resistência de escoamento do aço de protensão;

Tratando-se de um aço CP-190-RB-12,7, tem-se:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa} \quad f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}, \text{ então:}$$

$$\sigma_{pin} = \min \left(\begin{matrix} 0,82 \cdot f_{pyk} \\ 0,74 \cdot f_{ptk} \end{matrix} \right) = 1324,3 \text{ Mpa}$$

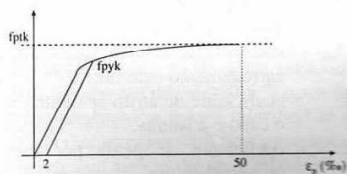


Figura 3 - Diagrama tensão x deformação.

2.2 Cálculo das Tensões no Cabo e as Respectivas Perdas por Atrito nas Seções

Ao término da operação de protensão, a tensão σ_{poi} da armadura, decorrente da força $P_0(x)$, não deve superar os limites estabelecidos no item anterior. Sendo dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{poi} = \sigma_{pin} \cdot \exp(-\mu \cdot \alpha_{rad_i} - k \cdot x_i)$$

sendo:

σ_{poi} - tensão na armadura no tempo $t = 0$ em cada seção;

μ - coeficiente de atrito aparente entre cabo e bainha, na falta de dados experimentais, pode ser estimado como segue: (valores em 1/radianos) (item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118)

$\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

k - coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, na falta de dados experimentais pode ser adotado o valor $0,01 \mu$ (1/m)

α_{rad} - ângulo de desvio previsto que a bainha faz, (medido em radiano) em cada seção

sendo:

$$\alpha_i = \begin{bmatrix} 0,00 \\ 14,90 \\ 33,33 \\ 51,76 \\ 51,76 \end{bmatrix}$$

$$\alpha_{rad} = \frac{\alpha_i \cdot 2\pi}{360} \quad \alpha_{rad} = \begin{bmatrix} 0,000 \\ 0,260 \\ 0,582 \\ 0,903 \\ 0,903 \end{bmatrix}$$

x_i - abscissas das seções, a viga está dividida em 5 seções, sendo:

$$x = \begin{bmatrix} 0,00 \\ 7,50 \\ 13,80 \\ 20,10 \\ 22,50 \end{bmatrix} \cdot \text{m}$$

para o caso em questão, adota-se $\mu = 0,20$ e $k = 0,01$ m, então:

$$\sigma_{po} = \begin{bmatrix} 1324,300 \\ 1238,466 \\ 1146,760 \\ 1061,845 \\ 1056,760 \end{bmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Nas peças com pós-tração a perda por atrito em cada seção pode ser determinada pela expressão:

$$\Delta\sigma_{pat} = \sigma_{pin} - \sigma_{po}$$

portanto:

$$\Delta\sigma_{pat} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 85.834 \\ 177.540 \\ 262.455 \\ 267.540 \end{bmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Através deste cálculo pode-se traçar o diagrama (não linear) de tensão real ao longo da armadura.

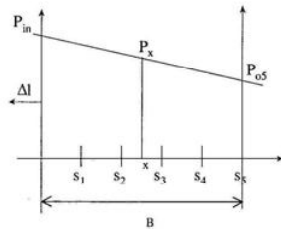


Figura 4 - Diagrama de tensões aproximado.

Este cálculo também pode ser feito considerando o diagrama linear (aproximado) e a força aplicada ao invés de considerar a tensão aplicada, trata-se de um cálculo simplificado sendo feito apenas para a seção mais afastada do apoio, pela seguinte expressão:

$$P_{o5} = P_{in} \cdot \exp(-\mu \cdot \text{arad}_5 - k \cdot x_5)$$

onde:

sendo:

A_p - área de um cabo, considerando área aproximada de cada cordoalha = 1,014 cm² e tratando-se de um cabo formado por 12 cordoalhas tem-se::

$$A_p = 12 \cdot 1.014 = 12.168 \text{ cm}^2, \text{ portanto:}$$

$$P_{o5} = 1285.865 \text{ kN}$$

A perda por atrito será calculada subtraindo P_{o5} de P_{in} , sendo:

$$\Delta P_x = P_{in} - P_{o5} = 325.54 \text{ kN}$$

2.3 Cálculo do Alongamento de Protensão

O alongamento teórico calculado a seguir serve de base para o controle da força de protensão efetivamente aplicada. Caso o alongamento real apresente

diferença superior a 5% em relação ao alongamento teórico, deve-se submeter o problema ao engenheiro projetista.

Considerando o diagrama aproximado dado anteriormente, tem-se:

$$\sigma_x = \frac{P_x}{A_p}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_p}$$

$$\varepsilon_x = \frac{P_x}{A_p \cdot E_p}$$

$$\Delta L = \int_0^B \varepsilon_x dx$$

$$\Delta L = \frac{1}{A_p \cdot E_p} \cdot \int_0^B P_x dx, \text{ então:}$$

$$\Delta L = \frac{A_{\text{diagrama}}}{A_p \cdot E_p}$$

onde:

E_p - Módulo de elasticidade da cordoalha do cabo, sendo obtido de ensaios ou fornecido pelo fabricante. Na falta de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 GPa para os fios e cordoalhas. Para o CP-190-RB é adotado $E_p = 195 \text{ Gpa}$;

A_{diagrama} - área do trapézio formada no diagrama, onde:

$$A_{\text{diagrama}} = \frac{(P_{o5} + P_{in}) \cdot x_5}{2}, \text{ então:}$$

$$A_{\text{diagrama}} = 32594.27 \text{ kNm}, \text{ portanto:}$$

$$\Delta L = 0.13737 \text{ m} = 13.737 \text{ cm} = 137.37 \text{ mm}$$

Considerando o diagrama real, tem-se:

Sendo o diagrama real não linear, a área deste será calculada dividindo-o em vários trapézios e fazendo o somatório das áreas, então:

$$\Omega = \sum_{i=0}^3 \frac{(\sigma_{p_{i-1}} - \sigma_{p_i}) \cdot (x_{i+1} - x_i)}{2},$$

onde: $3 = n-1$, n = número de trapézios.

$$\Omega = 26.62 \text{ GPam}$$

Como a área do diagrama real é dada em função da tensão, Δl_p é calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta l_p = \frac{\Omega}{E_p}, \text{ então:}$$

$$\Delta l_p = 0.137 \text{ m} = 13.653 \text{ cm} = 136.53 \text{ mm}$$

2.4 Cálculo das Tensões ao Longo do Cabo, por Acomodação da Ancoragem

A perda por acomodação da ancoragem deve ser determinada experimentalmente ou adotado valor indicado pelo fabricante do dispositivo de ancoragem, sendo adotado geralmente para todos os processos de protensão $\Delta l_{ac} = 6 \text{ mm}$.

De acordo com a perda sofrida pelo cabo devido à acomodação da ancoragem, tem-se uma nova tensão neste após sua acomodação, podendo ser calculada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{p_{ii}} = \sigma_{p_{in}} - \Delta \sigma_{po}, \text{ onde:}$$

$\sigma_{p_{ii}}$ - tensão no cabo correspondente à primeira seção, após a acomodação do mesmo;

$\Delta \sigma_{po}$ - Perda de tensão, medida no tempo = 0 devido à acomodação da ancoragem, calculado por:

$$\Delta \sigma_{po} = (\sigma_{p_{in}} - \sigma_{p_{ac}}) \cdot 2, \text{ sendo:}$$

$\sigma_{p_{in}}$ - tensão da armadura na saída do aparelho de tração;

$$\sigma_{p_{ac}} = \sigma_{p_{jc}} + \Delta \sigma_{jc} \cdot \frac{(x_{jc} - x_{ac})}{\Delta x_{jc}}, \text{ onde}$$

primeiramente deve-se calcular x_{ac} (abscissa da última seção, que tem a sua tensão atingida pela acomodação do cabo).

O diagrama de tensões ao longo da armadura pode ser definido por trechos retilíneos aos quais correspondem as áreas dos trapézios formados. Para isto consideram-se as abscissas das seções que foi dividida a viga e suas respectivas tensões, logo:

$$\Omega f_{ii+1} = (\sigma_{p_{ii}} - \sigma_{p_{ii+1}}) \cdot \frac{xx_{ii} - xx_{ii+1}}{2},$$

tem-se a área individual de cada trapézio,

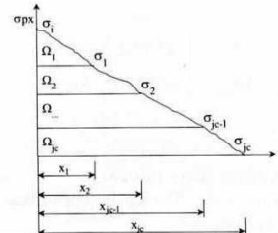


Figura 5 - Área atingida.

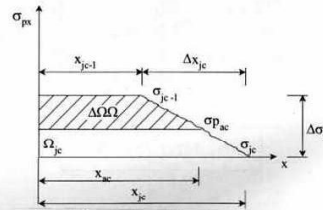


Figura 6 - Abscissa x_{ac} .

sendo:

$$A \Omega \Omega_{ii} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 321.879 \\ 976.667 \\ 1439.313 \end{bmatrix}$$

fazendo o somatório:

$$S \Omega \Omega_{ii} = \sum_{j=0}^{ii} \Omega f_{jj}, \text{ tem-se:}$$

$$A S \Omega \Omega_{ii} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 321.879 \\ 1298.546 \\ 2737.859 \end{bmatrix}$$

Comparar os valores acima com a área $\Omega \Omega$ calculada a seguir.

Através do módulo de elasticidade do cabo e da perda por acomodação da ancoragem adotada, pode-se achar a área atingida, sendo:

$$\Omega_{ac} = \Delta l_{ac} \cdot E_p = 1170 \text{ MPam}$$

Considerando que esta área calculada será triangular e que x_{ac} será a altura deste triângulo, pode-se dividir esta área em duas simétricas e considerar $\frac{\Omega_{ac}}{2}$:

$$\Omega \Omega = \frac{\Omega_{ac}}{2} = 585 \text{ MPam}$$

OBS.: No cálculo mostrado acima, das áreas dos trapézios, já foi levada em conta metade da área triangular achada.

Calculado $\Omega\Omega$, tem-se que determinar entre quais seções estará a abscissa x_{ac} , conforme mostrado abaixo:

$$(\Omega_1 + \Omega_2 + \dots + \Omega_{j-1}) < \Omega\Omega < (\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_{j-1} + \Omega_j)$$

$$\text{ou } S\Omega\Omega_{j-1} < \Omega\Omega < S\Omega\Omega_j$$

mas temos que:

$$\Delta\Omega\Omega = (\sigma_{po_{j-1}} - \sigma_{p_{ac}}) \cdot \frac{(x_{ac} + x_{j-1})}{2}$$

mas:

$$\frac{\sigma_{po_{j-1}} - \sigma_{p_{ac}}}{x_{ac} - x_{j-1}} = \frac{\Delta\sigma_{jc}}{\Delta x_{jc}}$$

então:

$$\Delta\Omega\Omega = \frac{\Delta\sigma_{jc}}{\Delta x_{jc}} \cdot \frac{(x_{ac} - x_{j-1}) \cdot (x_{ac} + x_{j-1})}{2}$$

Logo x_{ac} pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$x_{ac} = \sqrt{(x_{j-1})^2 + 2 \cdot \Delta\Omega\Omega \cdot \frac{\Delta x_{jc}}{\Delta\sigma_{jc}}}, \text{ onde:}$$

$$\Delta\Omega\Omega = \Omega\Omega - S\Omega\Omega_{j-1}$$

$$\Delta x_{jc} = x_{jc} - x_{j-1}$$

$$\Delta\sigma_{jc} = \sigma_{po_{j-1}} - \sigma_{po_{jc}}$$

portanto:

$$\Delta\Omega\Omega = 263.121 \text{ MPam}$$

$$\Delta x_{jc} = 6.3 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_{jc} = 91.706 \text{ MPa}$$

$$x_{ac} = 9.613 \text{ m}$$

e finalmente

$$\sigma_{p_{ac}} = 1207.714 \text{ MPa}$$

$$\Delta\Delta\sigma_{po} = 233.172 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p_i} = 1091.128 \text{ MPa}$$

2.4.1. Diagrama real de tensões de acordo com as perdas devido à acomodação e atrito

Com o valor calculado das perdas por atrito e por acomodação da ancoragem, pode-se traçar o diagrama real, sendo:

$$x_{ac} = 9.613 \text{ m}$$

$$\alpha\alpha(xf) = \text{linterp}(x, \alpha\text{rad}, xf)$$

$$xxx = 0 \cdot \text{m} + 0.2 \cdot \text{m} \cdot 23 \cdot \text{m}$$

$$xx = 0 \cdot \text{m} + 0.1 \cdot \text{m} \cdot x_{ac}$$

$$\text{Atrito: } \sigma_{p1}(xxx) = \sigma_{p_m} \cdot e^{(-\mu \cdot \alpha\alpha(xxx) - k \cdot xxx)}$$

$$\text{Acomodação: } \sigma_{p2}(xx) = \sigma_{p_i} \cdot e^{(\mu \cdot \alpha\alpha(xx) + k \cdot xx)}$$

$$\sigma_{pp}(xss) = \begin{cases} \sigma_{p1}(xss) & \text{if } xss > x_{ac} \\ \sigma_{p2}(xss) & \text{otherwise} \end{cases}$$

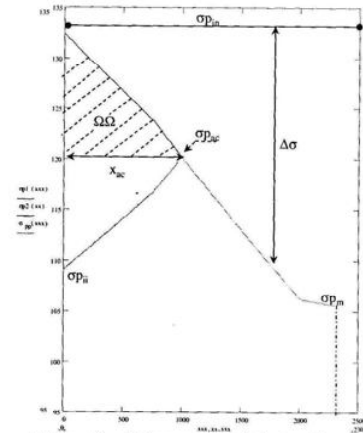


Figura 7 – Diagrama real de tensão.

2.5 Cálculo da perda por deformação instantânea da peça devido a protensão não simultânea dos cabos (item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118)

Nas peças com pós-tração a protensão sucessiva de cada um dos N cabos provoca uma deformação imediata do concreto e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos.

Exemplo simplificado para destacar o conceito, teoria e aplicação numérica:

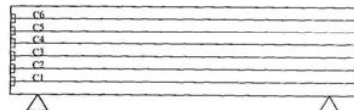


Figura 8 – Disposição esquemática dos cabos.

O primeiro cabo sofre (n-1) de perdas e o último sofre 0, então se admite como perda média por cabo: $\frac{(n-1)}{2n}$

Tem-se:

$$\sigma_c = \frac{N_c \cdot f_{pi}}{A_c}$$

onde:

σ_c - tensão no concreto (protensão + peso próprio no nível do C.G. do cabo);

N_c - número total de cabos;

f_{pi} - força de protensão em cada cabo, na seção de simetria da viga;

A_c - área de concreto da seção transversal da viga.

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

onde:

ϵ_c - deformação específica no concreto;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

ϵ_p - Deformação específica do cabo;

E_p - módulo de elasticidade do cabo.

Considerando que a deformação do concreto é igual à deformação do aço (cabo),

$$\frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \sigma_p = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_c$$

$$\alpha_c = \frac{E_p}{E_c} \quad \text{então: } \sigma_p = \alpha_c \cdot \sigma_c$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{n-1}{2n} \cdot \alpha_c \cdot \sigma_c$$

onde:

$$\sigma_c = \sigma_{cp} + \sigma_{cg}$$

sendo:

σ_{cp} - tensão devido a protensão no nível do C.G. do cabo;

σ_{cg} - tensão devido ao peso próprio no nível do C.G. do cabo.

No exemplo a protensão foi feita aos 14 dias de dois cabos por vez, sendo no total 10 cabos. Portanto haverá 5 etapas de protensão.

A perda de tensão, no cabo, por deformação instantânea, proveniente das várias etapas de protensão, pode ser calculada em função da deformação do concreto e do aço, pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pins} = \Delta\epsilon_{cp} \cdot E_p, \text{ onde:}$$

E_p - módulo de elasticidade do cabo;

$\Delta\epsilon_{cp}$ - média da deformação do concreto ao nível do CG da armadura.

Ao nível do CG da armadura, considera-se que o encurtamento do aço é

igual ao do concreto, substituindo $\Delta\epsilon_{pp}$ (média da deformação do aço ao nível do CG da armadura) por $\Delta\epsilon_{cp}$, chega-se à expressão dada acima, onde $\Delta\epsilon_{cp}$ pode ser calculado pela expressão abaixo:

$$\Delta\epsilon_{cp} = \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \epsilon_{cp_{g1pi}}, \text{ onde:}$$

$$n = \frac{N_c}{2}, \text{ sendo:}$$

N_c - número total de cabos;

n - número de etapas de protensão, então: $n = 5$.

$$\epsilon_{cp_{g1pi}} = \frac{\sigma_{cp_{g1pi}}}{E_{c14}}, \text{ sendo:}$$

$\epsilon_{cp_{g1pi}}$ - deformação no concreto na altura do CG do cabo, proveniente do peso próprio e da protensão.

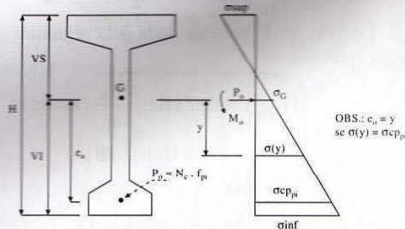


Figura 10 - Seção transversal da viga submetida às ações.

$\sigma_{cp_{g1pi}}$ - tensão no concreto ao nível do CG da armadura, proveniente do peso próprio e da protensão, sendo calculada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cp_{g1pi}} = \frac{M_{g1}}{J} \cdot y_p + N_c \cdot f_{pi} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{y_p^2}{J} \right)$$

onde:

$\frac{M_{g1}}{J} \cdot y_p$ - parcela da expressão responsável por calcular a tensão na seção proveniente do peso próprio;

$N_c \cdot f_{pi} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{y_p^2}{J} \right)$ - parcela da expressão responsável por calcular a tensão na seção proveniente da protensão, sendo:

M_{gl} - momento solicitante decorrente do peso próprio da viga (momento permanente);

y_p - distância do CG da seção da viga ao CG da armadura, portanto:

$$y_p = -(y_i - 0,15 \text{ m}) = -1,431 \text{ m, onde:}$$

y_i - distância do CG da seção da viga à borda inferior da mesma;

0,15 - distância do CG da armadura à borda inferior da viga (dado de projeto).

Na expressão acima y_p está elevado ao quadrado, pois se deseja calcular a tensão ao nível do CG da armadura, se fosse o caso de calcular esta tensão na borda inferior ou superior da viga, ao invés de y^2 seria $y \cdot VI$ ou $y \cdot VS$, sendo:

VI - distância do CG à borda inferior;

VS - distância do CG à borda superior.

J - momento de inércia da viga;

N_c - número total de cabos;

f_{pi} - força de protensão no cabo, na seção de simetria da viga, no instante da protensão, portanto:

$$f_{pi} = \sigma_{p4} \cdot A_p = 12859 \text{ MPa}$$

sendo:

σ_{p4} - tensão de armadura no tempo = 0 na seção de simetria da viga;

A_p - área de um cabo de aço;

A_c - área de concreto da seção transversal da viga.

então:

$$\sigma_{cp1pi} = 6,762 \text{ MPa}$$

e, portanto:

Ec_{14} - módulo de elasticidade secante do concreto na data (em dias) de protensão, onde:

Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade longitudinal inicial usando a seguinte expressão:

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

O módulo de elasticidade inicial numa idade $j \geq 7$ dias pode também ser avaliado substituindo na expressão acima f_{ck} por f_{cj} , onde E_c e f_{ck} são dados em MPa, portanto:

$$E_{cj} = 5600 \cdot f_{cj}$$

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço (utilização), deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$E_{csec} = 0,85 \cdot E_c \text{ (MPa)}$$

Porém antes de calcular o módulo de elasticidade do concreto deve-se conhecer sua resistência à compressão.

O valor mínimo da resistência característica à compressão para a idade de 28 dias para concretos com armadura ativa é de 25 MPa.

Quando se faz a verificação da resistência à compressão do concreto em uma data j diferente dos 28 dias adota-se a seguinte expressão:

$$f_{cj}(\text{dias, classe}) = f_{ck} \cdot \exp \left[ss(\text{classe}) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{J\text{dias}}} \right) \right]$$

sendo:

Jdias - data da verificação da resistência, em dias;

classe - classe do cimento Portland; adotado cimento CPII;

ss - Coeficiente que leva em consideração o tipo do cimento, de acordo com sua correspondente classe, portanto:

$$ss(\text{classe}) = \begin{cases} 0,20 \text{ if classe} = \text{CPV} \\ 0,25 \text{ if classe} = \text{CPI} \\ 0,25 \text{ if classe} = \text{CPII} \\ 0,38 \text{ if classe} = \text{CPIII} \\ 0,38 \text{ if classe} = \text{CPIV} \dots, ss(\text{classe}) = 0,25 \end{cases}$$

Considerando dias de verificação diferentes, tem-se:

$$J\text{dias1} = 14 \quad J\text{dias2} = 10000$$

$$f_{ej1} = f_{cij}(J\text{dias1, classe}) = 21,639$$

$$f_{ej2} = f_{cij}(J\text{dias2, classe}) = 30,412$$

Adotando-se um tempo de vida útil (t_{∞}) para a estrutura, pode-se calcular a relação de crescimento de sua resistência com a idade através da seguinte expressão:

$$Rfc = \frac{f_{ej1}}{f_{ej2}} = 0,712, \text{ sendo:}$$

f_{ej1} - resistência com o tempo inicial (t_0);
 f_{ej2} - resistência com o tempo de vida útil (t_{∞});

Pode-se, então, calcular os módulos de elasticidade secante do concreto:

$$E_{c_{14}} = (0.85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{cj1}}) \text{ MPa} = 22.142 \text{ GPa}$$

e

$$E_{c_{sec28}} = (0.85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}) \text{ MPa} = 23.319 \text{ GPa}$$

Finalmente pode-se calcular a perda de tensão, no cabo, por deformação instantânea, sendo:

$$\varepsilon_{cp_{g1pi}} = \frac{\sigma_{cp_{g1pi}}}{E_{c_{14}}} = 3.054 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \varepsilon_{cp_{g1pi}} = 1.222 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{pins} = \Delta \varepsilon_{cp} \cdot E_p = 23.821 \cdot \text{MPa}$$

2.6 Cálculo da perda total imediata na seção de simetria da viga no tempo inicial corrigido atrito + acomodação + instantânea

A tensão média transmitida à seção de simetria, pelo cabo representativo no instante $t = t_{ic}$, de encerramento da protensão é dada pela expressão:

$$\sigma_{p_{tic}} = \sigma_{p_{in}} - \Delta \sigma_{ptic}$$

sendo:

$\Delta \sigma_{ptic}$ - perda total imediata no tempo inicial corrigido.

$$\Delta \sigma_{ptic} = \Delta \sigma_{pat4} + 0 + \Delta \sigma_{pins}$$

logo:

$$\Delta \sigma_{ptic} = 291.361 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{p_{tic}} = 1032.939 \cdot \text{MPa}$$

A parcela referente à perda por acomodação é igual a 0 (zero) porque x_{ac} é igual a 9,613 m e a seção objeto de estudo está a 22,5 m (seção de simetria da viga), não sendo, portanto, atingida pela acomodação.

A força média transmitida à seção de simetria, pelo cabo representativo no instante $t = t_{ic}$, de encerramento da protensão, é:

$$f_{p_{tic}} = (\sigma_{p_{in}} - \Delta \sigma_{ptic}) \cdot A_p = 1256.88 \cdot \text{kN}$$

2.7 Cálculo da idade fictícia corrigida

A idade a considerar é a idade fictícia $\alpha_{t_{er}}$ em dias, quando o endurecimento do concreto se faz à

ENGEVISTA, v. 5, n. 10, p. 56-70, dez. 2003

temperatura ambiente de 20°C e, nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar é a idade fictícia dada por:

$$t_c = \alpha_s \cdot \Sigma \left(\frac{T_i + 10}{30} \right) \cdot \Delta t_{er}$$

onde:

t_c - idade fictícia ou idade corrigida, em dias;

T_i - temperatura média diária do ambiente (°C);

α_s - coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais permite-se o emprego dos valores constantes da tabela A.2 da NBR 6118;

Δt_{er} - período em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente T_i , pode ser admitida constante.

NOTA - Essa expressão não se aplica à cura a vapor.

sendo:

$$T_i = (20 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)^T$$

$$\Delta t_{er} = (14 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)^T$$

logo:

$$t_c = 14 \text{ dias}$$

Obs.: É válido ressaltar que a idade corrigida t_c , correspondente à idade real t permaneceu igual a esta (14 dias), pois o cimento empregado foi de endurecimento normal, e a temperatura ambiente permaneceu constante em 20°C.

2.8 Cálculo da espessura fictícia ou espessura média

Define-se como espessura fictícia ou espessura média o seguinte valor:

$$h_{hm} = \frac{2 \cdot A_c}{upar} \cdot \gamma$$

onde:

γ - Coeficiente dependente da umidade relativa $U\%$ (ver tabela A.1 da NBR 6118), $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$;

A_c - área da seção transversal da peça;

$upar$ - Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em

$$\text{contato com o ar, } upar = \frac{u_e + u_i}{2}$$

logo:

$$h_{hm} = 0.661 \text{ m}$$

O valor da espessura fictícia ou espessura média é limitado pelo seguinte intervalo de valores:

$$h_m = \begin{cases} 1.6 & \text{if } h_{hm} > 1.6 \text{ m} \\ 0.05 & \text{if } h_{hm} < 0.05 \text{ m} \\ \frac{h_{hm}}{m} & \text{otherwise} \end{cases}$$

então:

$$h_m = 0.661$$

2.9 Cálculo da perda de tensão por retração e fluência

2.9.1 Diagrama real de tensões de acordo com as perdas devido à acomodação e atrito

O valor da retração do concreto depende da:

- umidade relativa do ambiente;
- consistência do concreto no lançamento;
- espessura fictícia da peça.

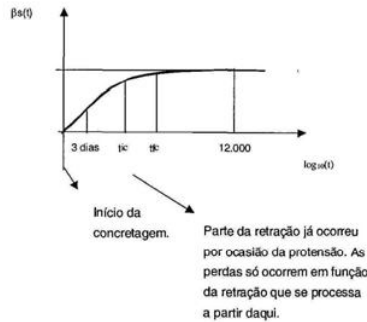


Figura 10 – Gráfico do ensaio a temperatura constante $T = 20^\circ\text{C}$.

Entre os instantes t_{ic} e t_{fc} a retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t_{fc}, t_{ic}) = \varepsilon_{csinf} \cdot (\beta_s(t_{fc}) - \beta_s(t_{ic}))$$

onde:

ε_{csinf} - valor final da retração,
 $\varepsilon_{csinf} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$;

ε_{1s} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da

consistência do concreto,

$$\varepsilon_{1s} = \frac{-6.16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590}}{10000}$$

ε_{2s} - Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça,

$$\varepsilon_{2s} = \frac{0.33 + 2 \cdot h_m}{0.21 + 3 \cdot h_m};$$

β_{sf} ou β_{si} - coeficiente relativo à retração, no instante t_{fc} ou t_{ic} , sendo:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + AA \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + BB \cdot \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + CC \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + DD \cdot \left(\frac{t}{100}\right) + EE}$$

ou então pode ser apresentado da seguinte maneira:

$$\text{Num}\beta_s(t) = \left(\frac{t}{100}\right)^3 + AA \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + BB \cdot \left(\frac{t}{100}\right)$$

$$\text{Den}\beta_s(t) = \left(\frac{t}{100}\right)^3 + CC \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + DD \cdot \left(\frac{t}{100}\right) + EE$$

$$\beta_s(t) = \frac{\text{Num}\beta_s(t)}{\text{Den}\beta_s(t)}$$

sendo:

$$AA = 40$$

$$BB = 116 \cdot h_m^3 - 282 \cdot h_m^2 + 220 \cdot h_m - 4.8$$

$$CC = 2.5 \cdot h_m^3 - 8.8 \cdot h_m + 40.7$$

$$DD = 75 \cdot h_m^3 + 585 \cdot h_m^2 + 496 \cdot h_m - 6.8$$

$$EE = -169 \cdot h_m^4 + 88 \cdot h_m^3 + 584 \cdot h_m^2 - 39 \cdot h_m + 0.8$$

t_{ic} - idade fictícia do concreto no instante considerado em dias, $t_{ic} = t_c \times \alpha_c$;

t_{fc} - idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias;

α_c - coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais permite-se o emprego dos valores constantes da tabela A.2 da NB 6118.

temos que:

$$t_{ic} = t_c \times \alpha_c \rightarrow t_{ic} = 14 \times 2 = 28 \text{ dias}$$

$$t_{fc} = 10000 \text{ dias}$$

sendo:

$$U = 80 \quad \text{e} \quad h_m = 0.661 \text{ m}$$

tem-se:

$$\varepsilon_{1s} = -2.30 \times 10^{-4} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{2s} = 0.753$$

logo:

$$\varepsilon_{csinf} = -1.7328 \times 10^{-4}$$

$$AA = 40 \quad BB = 50.91 \quad CC = 35.61$$

$$DD = 554.74 \quad EE = 223.19$$

$$\beta_s(t_{ic}) = 0.9953 \quad \beta_s(t_{ic}) = 0.0262$$

$$\epsilon_{cs} = -1.679 \times 10^{-4}$$

2.9.2 Cálculo da deformação por fluência

Generalidades

A deformação por fluência do concreto (ϵ_{cc}) compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A fluência rápida (ϵ_{cca}) é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da carga que a originou. A fluência lenta é por sua vez composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível (ϵ_{ccf}) e a deformação lenta reversível (ϵ_{ccd}).

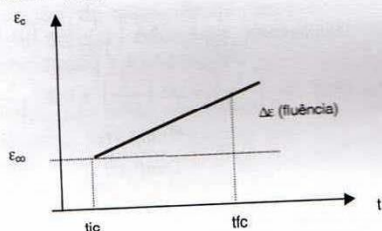


Figura 11 – Gráfico do ensaio a temperatura constante $T = 20^\circ\text{C}$.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd}$$

$$\epsilon_{c,\text{total}} = \epsilon_c + \epsilon_{cc} = \epsilon_c(1 + \phi)$$

$$\phi = \phi_a + \phi_f + \phi_d$$

onde:

- ϕ_a - coeficiente de fluência rápida;
- ϕ_f - coeficiente de deformação lenta irreversível;
- ϕ_d - coeficiente de deformação lenta reversível.

Hipótese

Para o cálculo dos efeitos da fluência, quando as tensões no concreto são as de serviço, admitem-se as seguintes hipóteses:

- a deformação por fluência ϵ_{cc} varia linearmente com a tensão aplicada;
- para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem;
- a fluência rápida produz deformações constantes ao longo do tempo; os valores do coeficiente ϕ_a são função

da relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da carga e a sua resistência final;

- coeficiente de deformação lenta reversível ϕ_d depende apenas da duração do carregamento; o seu valor final e o seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- coeficiente de deformação lenta irreversível ϕ_f depende de:
 - umidade relativa do ambiente (U);
 - consistência do concreto no lançamento;
 - espessura fictícia da peça hm;
 - idade fictícia do concreto no instante (t_{ic}) da aplicação da carga;
 - idade fictícia do concreto no instante considerado (t_{fc}).

Valor da fluência

No instante t a deformação devido à fluência é dada por:

$$\epsilon_{cc}(t_{fc}, t_{ic}) = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \phi(t_{fc}, t_{ic})$$

O coeficiente de fluência $\phi(t_{fc}, t_{ic})$ é dado por:

$$\phi(t_{fc}, t_{ic}) = \phi_a + \phi_{inf} \cdot (\beta_f(t_{fc}) - \beta_f(t_{ic})) + \phi_{dinf} \cdot \beta_d$$

onde:

- t_{fc} - idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias, $t_{fc} = 10000$;
- t_{ic} - idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias, $t_{ic} = t_c \times \alpha_s = 14 \times 2 = 28$;
- ϕ_a - coeficiente de fluência rápida, $\phi_a = 0.8(1 - R_{fc})$;
- R_{fc} - função de crescimento da resistência do concreto com a idade;
- ϕ_{inf} - valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível, $\phi_{inf} = \phi_{ic} \cdot \phi_{2c}$;
- ϕ_{1c} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U% e da consistência do concreto, $\phi_{1c} = 4.45 - 0.035 \cdot U$;

ϕ_{2c} - coeficiente dependente da espessura fictícia ou espessura média hm da peça,

$$\phi_{2c} = \frac{0.42 + hm}{0.2 + hm};$$

hm - espessura fictícia ou espessura média, em metros;

$\beta_r(t_{ic})$ ou $\beta_r(t_{ic})$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto,

$$\beta_r(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D}$$

sendo:

$$\begin{aligned} A &= 42 \cdot hm^3 - 350 \cdot hm^2 + 588 \cdot hm + 113 \\ B &= 768 \cdot hm^3 - 3060 \cdot hm^2 + 3234 \cdot hm - 23 \\ C &= -200 \cdot hm^3 + 13 \cdot hm^2 + 1090 \cdot hm + 183 \\ D &= 7579 \cdot hm^3 - 31916 \cdot hm^2 + 35343 \cdot hm + 1931 \end{aligned}$$

ϕ_{dinf} - valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4;

β_d - Coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo (tfc-tic) decorrido após o carregamento, $\beta_d = \frac{(tfc - tic) + 20}{(tfc - tic) + 70}$

Sendo: Rfc = 0.712 e U = 80 ,

temos:

$$\phi_a = 0.2308 \quad \phi_{1c} = 1.65 \quad \phi_{2c} = 1.2556$$

$$\text{logo: } \phi_{nrf} = 2.0717$$

sendo:

$$\begin{aligned} A &= 360.84 & C &= 851.22 \\ B &= 999.45 & D &= 13536.12 \end{aligned}$$

tem-se:

$$\beta_{rf} = 0.9547 \quad \beta_{ri} = 0.3115 \quad \beta_d = 0.9950$$

$$\text{logo: } \phi_f = 1.9612$$

2.9.4 Tensões no concreto, devido a protensão e carga permanente ao nível do CG da armadura protendida

Sendo:

M_{g1} - momento solicitante devido ao peso próprio da viga, $M_{g1} = 6550 \text{ kNm}$;

M_{g2} - momento solicitante devido ao carregamento externo, $M_{g2} = 2280 \text{ kNm}$.

Temos que a tensão no concreto devido às cargas permanentes é igual a:

$$\sigma_{cpg} = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{J} \cdot y_p$$

sendo:

f_{pmic} - força média na idade de encerramento da protensão

logo:

$$\sigma_{cpg} = -2.994 \text{ MPa} \quad (\text{Tração})$$

temos que a tensão no concreto devido às cargas de protensão é igual a:

$$\sigma_{cppo} = N_c \cdot f_{pmic} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{y_p^2}{J} \right)$$

logo a tensão no concreto devido a protensão e carga permanente é igual a:

$$\sigma_{cpog} = \sigma_{cpg} + \sigma_{cppo} = 5.787 \text{ MPa}$$

2.9.3 Cálculo da perda de tensão por relaxação PURA

A relaxação pura de fios e cordoalhas, após 1000 horas a 20°C é obtida em ensaios de laboratório descritos na NBR 7484 com a utilização de cabos isolados e para tensões de: 0,6 f_{ptk} , 0,7 f_{ptk} e 0,8 f_{ptk} .

Para tensões inferiores a 0,5 f_{ptk} , admite-se que não haja perda de tensão por relaxação.

Haverá perda de tensão por relaxação sempre que $\sigma_{m_{tic}} \geq 0.5 f_{ptk}$.

Temos que:

$$\sigma_{m_{tic}} = 1032.9 \text{ MPa} = 1.03 \text{ GPa}$$

$$0.5 f_{ptk} = 0.5 \times 1900 \text{ MPa} = 950 \text{ MPa} = 0.95 \text{ GPa}$$

$\sigma_{m_{tic}} > 0.5 f_{ptk}$, logo haverá perda por relaxação.

Com isso tem-se:

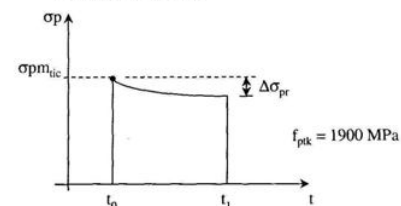


Figura 12 - Diagrama da perda de tensão do cabo por relaxação pura.

onde:

$\sigma_{m_{tic}}$ - tensão média transmitida pelo cabo no instante $t = tic$;

$\Delta\sigma_{pr}$ - Perda de tensão do cabo por relaxação pura.

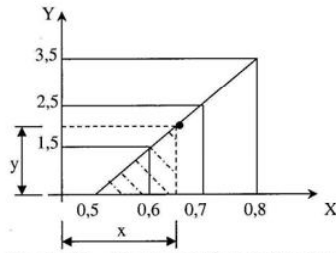


Figura 13 - Diagrama linear de acordo com os dados de ensaio.

sendo:

$$X = \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{f_{ptk}}$$

$$Y = \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{f_{ptk}}$$

determinamos na idade de 1000 horas:

$$\Delta\sigma_{pr1000h} = \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{100} \cdot Y$$

Através da figura 13 tem-se que:

$$\frac{Y - 1,5}{X - 0,6} = \frac{2}{0,2}$$

então:

$$Y = 10 \cdot X - 4,5$$

Substituindo na expressão da perda de tensão do cabo por relaxação pura, tem-se a perda em 1000 horas:

$$\Delta\sigma_{pr1000h} = \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{100} \cdot \left(10 \cdot \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{f_{ptk}} - 4,5 \right)$$

Os valores correspondentes a tempos diferentes de 1000 horas, sempre a 20°C, podem ser determinados a partir da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pr}(tc, tfc) = \Delta\sigma_{pr1000h} \cdot \left[\frac{(tfc - tc) \cdot 24}{1000} \right]^{0,15}$$

A intensidade da relaxação do aço pode ser determinada pelo coeficiente $\Psi(tc, tfc)$, uma vez que:

$$\Psi(tc, tfc) = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm_{tic}}}$$

portanto:

$$\Psi_{rb}(tc, tfc) = \Psi_{rb1000h} \cdot \left[\frac{(tfc - tc) \cdot 24}{1000} \right]^{0,15}$$

sendo:

$$\Psi_{rb1000h} = \frac{1}{100} \cdot \left(10 \cdot \frac{\sigma_{pm_{tic}}}{f_{ptk}} - 4,5 \right) = 0,00937$$

então, temos:

$$\Psi_{rb}(tc, tfc) = 0,0213$$

$$\Psi_{rb}(tc, tfc) \cdot f_{ptk} = 40,477 \text{ MPa}$$

$$\Psi_{rb}(tc, tfc) \cdot \sigma_{pm_{tic}} = 22,006 \text{ MPa}$$

2.10 Cálculo da perda total lenta na seção de simetria da viga, considerando os tempos iniciais e infinito corridos - retração + fluência + relaxação

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados levando-se em conta a interação dessas causas.

$$\Delta\sigma_{psr} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + \alpha_p \cdot \sigma_{cpog} \cdot \phi_f + \sigma_{pm_{tic}} \cdot \chi}{\chi_p + \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho \chi_c}$$

onde:

σ_{cpog} - tensão em MPa, no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante tic, sendo positiva se de compressão, $\sigma_{cpog} = 5,073$ MPa;

ϕ_f - coeficiente de fluência do concreto no instante tfc para protensão e carga permanente aplicadas no instante tic, $\phi_f = 1,9612$;

$\sigma_{pm_{tic}}$ - tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante tic, positivo se de tração, $\sigma_{pm_{tic}} = 1035,6$ MPa

χ - coeficiente de fluência do aço, $\chi = -\ln[1 - \Psi_{rb}(tc, tfc)]$;

sendo:

$$\Psi_{rb}(tc, tfc) = 0,0213$$

$$\chi = 0,022$$

ε_{cs} - retração no instante tfc, descontada a retração ocorrida até o instante tic, $\varepsilon_{cs} = 1,679 \times 10^{-4}$;

χ_c - coeficiente linear da fluência do concreto, $\chi_c = 1 + 0.5 \times \phi_f$

sendo: $\phi_f = 1.9612$, temos que:

$$\chi_c = 1 + 0.5 \times 1.9612 = 1.981$$

$$\chi_p = 1 + \chi = 1 + 0.022 = 1.022$$

ρ - taxa geométrica da armadura de

$$\text{protensão, } \rho = \frac{A_p}{A_c};$$

sendo:

A_p - área da seção transversal do cabo resultante, $A_p = 12.168 \text{ cm}^2$;

A_c - área da seção transversal do concreto, $A_c = 4.685 \text{ m}^2$;

temos que:

$$\rho = 2.597 \times 10^{-4}$$

sendo:

$$\eta = 1 + \gamma_p^2 \cdot \frac{A_c}{J} = 3.273$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c \cdot \sec 2\theta} = 8.362$$

então, temos:

$$\Delta\sigma_{p\text{csr}} = 144.735 \text{ MPa}$$

A tensão média transmitida à seção de simetria, pelo cabo representativo, descontando as perdas imediatas e progressivas é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{m\text{csr}} = \sigma_{m\text{tic}} - \Delta\sigma_{p\text{csr}} = 888.204 \text{ MPa}$$

2.11 Cálculo simplificado da perda de tensão no aço de protensão no instante $t = \infty$, decorrente da fluência e retração do concreto e relaxação do aço segundo o item 8.5.2.2 da NBR 7197 para aços de relaxação baixa

Este processo aproximado pode substituir o indicado no item 1.10, desde que satisfeitas as mesmas condições de aplicação e que a retração não difira em mais de 25% do valor: $(-8 \times 10^{-5} \times \phi_f)$.

O valor da perda de tensão devido a fluência, retração e relaxação, para os aços de relaxação baixa (RB), é dado por:

$$\Delta\sigma_{\text{simplificada}} = \frac{\left[6.4 + \frac{\alpha_p}{18.7} \cdot (\phi_f)^{\alpha_p} \cdot (2.54 + \sigma_{pogM}) \right] \cdot \sigma_{m\text{tic}}}{100}$$

onde:

ϕ_f - coeficiente de fluência do

ENGEVISTA, v. 5, n. 10, p. 56-70, dez. 2003

concreto no tempo $t = \infty$, para protensão aplicada em tic, $\phi_f = 1.9612$;

σ_{pogM} - tensão adimensional do concreto adjacente ao cabo resultante, provocado pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante tic, sendo positiva se de compressão, $\sigma_{pogM} = 5.787$;

$\sigma_{m\text{tic}}$ - tensão na armadura de protensão devida exclusivamente à força de protensão, no instante tic, $\sigma_{m\text{tic}} = 1032.939 \text{ MPa}$.

então, temos:.

$$\Delta\sigma_{\text{simplificada}} = 145.182 \text{ MPa}$$

Considerando a partir da tensão de puxada do cabo, temos:

$$\Delta\sigma\% = \frac{\Delta\sigma_{\text{ptic}} + \Delta\sigma_{p\text{csr}}}{\sigma_{p\text{in}}} \cdot 100 = 32.93$$

Considerando a partir do término da protensão inicial, temos:

$$\Delta\sigma\% = \frac{\Delta\sigma_{p\text{csr}}}{\sigma_{m\text{tic}}} \cdot 100 = 14.012$$

3 CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta resultados dos estudos formulados na nova Norma Brasileira de projetos de estruturas de concreto, em itens específicos, voltados para obras onde são aplicadas forças de protensão. Apresentam-se também cálculos aproximados que envolvem, numa mesma expressão, perda de tensão devido a fluência, retração do concreto e a relaxação dos aços de protensão mostrando resultados bastante animadores quando comparados aos considerados exatos. O programa computacional incluído foi o Mathcad, propiciando aos profissionais da área, aplicações precisas, amplas, abrangentes, tornando o refazer das operações numéricas muito rápidas e com isso, permitindo escolha mais adequada nas diferentes situações de projeto.

4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARBOSA, Plácido. *Dimensionamento Avançado em Concreto Protendido*. Universidade Federal Fluminense (Notas de Aula), TPC, 2000.
- CEB – FIP MODEL CODE 1990. Final Draft, Vienne *CEB Bulletin d'Information*. March, 1991, 500p.
- CEB – FIP MODEL CODE 1990. *CEB Bulletin d'Information*. March, 1995.
- COLLINS, Michael P., MITCHELL, Denis. *Prestressed Concrete Structures*. New Jersey: Prentice Hall, 1991. 766p.
- DORIGO, Fábio. *Otimização de Vigas Isostáticas Protendidas*. Niterói: UFF, TPC, 1991. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil.
- LEONHARDT, Fritz. *Construções de Concreto – Concreto Protendido*. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. 5v.
- LIN, T.Y., BURNS, Ned H. *Design of Prestressed Concrete Structures*. 3º ed. Singapura: John Wiley & Sons Incorporation, 1980. p392-412.
- MORGADO, Cláudia do Rosário Vaz. *Análise de Vigas Contínuas Protendidas pelo Processo de pesos Elásticos Específicos*. Niterói: UFF, TPC, 1991. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil.
- NBR 6118:2003., *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*, ABNT, 2003.
- PERLINGEIRO, Mayra Soares Pereira Lima. *Análise Tridimensional de Estruturas Protendidas*. Niterói: UFF, TPC, 1998. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil.