



Detalhamento de Vigas Pré-tracionadas com Seção Composta **Thiago Bindilatti Inforsato¹, Roberto Chust Carvalho², Marcelo de Araujo** **Ferreira³**

¹UFSCar / Departamento de Engenharia Civil / thiago@pretec.com.br

²UFSCar / Departamento de Engenharia Civil / robertochustcarvalho@gmail.com

³UFSCar / Departamento de Engenharia Civil / marcelof@ufscar.br

Resumo

Este trabalho mostra que uma vez conhecida a armadura longitudinal de protensão, pode-se criar um roteiro para detalhar as vigas pré-tracionadas com seção composta. Estes procedimentos são baseados na literatura corrente e nas prescrições normativas das NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017. Apresentam-se como devem ser feitas as verificações de fissuração ao longo da peça considerando as perdas de protensão e determinando se há necessidade do isolamento das cordoalhas. Mostra-se como pode ser feito o detalhamento da armadura transversal com especial cuidado para a extremidade da peça, onde é comum o uso de dente-Gerber. As verificações de cisalhamento com a discussão do funcionamento de seção composta e a respectiva armadura de costura são detalhadas. Um exemplo completo é feito para mostrar como aplicar as considerações descritas anteriormente. Por fim, são feitos alguns comentários dos resultados e das outras possibilidades de situações, que podem ocorrer no detalhamento deste tipo de viga.

Palavras-chave

Vigas pré-tracionadas; cálculos; armadura transversal.

Introdução

Pré-fabricação de vigas em concreto protendido com aderência inicial requer verificações específicas na situação em vazio, ou seja, quando a toda a protensão está atuando na viga pré-fabricada e o carregamento atuante é apenas ao do peso próprio. A ligação articulada com a utilização do dente-Gerber, requer alguns detalhes e cálculos específicos que, cabem ao projetista, determiná-los e detalhá-los.

Objetivo

Procura-se neste trabalho desenvolver um procedimento para o detalhamento de vigas pré-tensionadas com seção composta.

Metodologia

Para alcançar o objetivo é desenvolvido um exemplo numérico onde são citadas e comentadas, de forma sucinta, as expressões teóricas empregadas assim como as hipóteses empregadas nos cálculos e no detalhamento. O exemplo refere-se a uma viga usual de projeto de escola pública.

Exemplo numérico

Detalhar a armadura transversal da viga pré-moldada com seção composta (Figura 1), considerando o efeito da protensão. Materiais: armadura ativa cordoalha de $\phi 12,7\text{mm}$ ($A_p = 0,987\text{ cm}^2$) CP 190RB; armadura frouxa CA-50; concreto pré-moldado $f_{ck}: 25\text{ MPa}$, $f_{ck}: 40\text{ MPa}$; concreto moldado no local (capa), $f_{ck}: 30\text{ MPa}$. As características geométricas da seção pré-moldada são: $A_c = 0,27\text{ m}^2$, $y_{cg} = 0,45\text{ m}$; $I = 1,82 \times 10^{-2}\text{ m}^4$; $W_i = W_s = 4,05 \times 10^{-2}\text{ m}^3$.

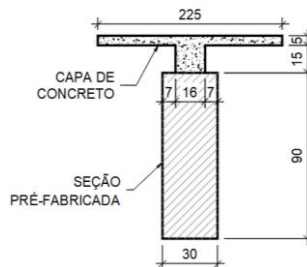


Figura 1 – Seção transversal da viga pré-fabricada com seção composta.

Depois de efetuados os cálculos da armadura longitudinal considerando a protensão limitada, obtiveram-se dez cordoalhas na borda inferior, sendo seis na primeira camada e quatro na segunda camada, com a posição do cabo representante a 6,1 cm. Já para a borda superior, foram necessárias duas cordoalhas posicionadas a 5 cm da borda superior. Todas as cordoalhas citadas são de $\phi 12,7\text{ mm}$. A tensão final (após as perdas de protensão) é de $111,91\text{ kN/cm}^2$ para as cordoalhas na borda inferior e $123,75\text{ kN/cm}^2$ para as cordoalhas na borda superior. As perdas de protensão são de 22,98% e 14,85% respectivamente. Para o tempo zero, ou seja, após o corte das cordoalhas aplicando efetivamente a protensão na viga pré-fabricada, considerando as perdas iniciais, a tensão nos cabos inferiores são de $131,75\text{ kN/cm}^2$ e $142,63\text{ kN/cm}^2$ para os cabos superiores com 9,33% e 1,34% de perdas respectivamente.

Comprimento de transferência da armadura ativa

Para cordoalhas de três e sete fios o comprimento de ancoragem básico é obtido por:

$$l_{bp} = \frac{7 \cdot \phi \cdot f_{pyd}}{36 \cdot f_{bpd}} \quad (1)$$

Com f_{bpd} calculado, considerando-se a idade do concreto na data de protensão para o cálculo do comprimento de transferência, e aos 28 dias para o cálculo do comprimento de ancoragem. O cálculo do comprimento necessário para transferir, por aderência, a totalidade da força de protensão, no interior da massa de concreto, deve simultaneamente considerar;

a) Se no ato da protensão, a liberação do dispositivo de tração é gradual. Neste caso, o comprimento de transferência deve ser calculado para cordoalhas de três e sete fios por:

$$l_{bpt} = 0,5 \cdot l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} \quad (2)$$

b) Na liberação não é gradual o valor e a) devem ser multiplicados por 1,25. Tem-se:

$$l_{bpt} = 0,5 \cdot \frac{7 \cdot \phi \cdot f_{pyd}}{36 \cdot f_{bpd}} \cdot \frac{\sigma_{pi,inf}}{f_{pyd}} = \frac{3,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi,inf}}{36 \cdot f_{bpd}} = \frac{3,5 \cdot 1,27 \cdot 131,75}{36 \cdot 0,1539} = 105,70\text{ cm} \quad (3)$$

$$f_{bpd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (4)$$

$\eta_1 = 1,2$ para cordoalhas de três e sete fios e $\eta_2 = 1,0$ situação de boa aderência.

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,2825 \text{ MPa} = 0,12825 \text{ kN/cm}^2 \quad (5)$$

Para os cabos da borda superior o comprimento de transferência é de 114,43 cm. Como em geral nas fábricas de pré-fabricados não se utiliza o sistema de desprotensão gradual, adota-se aqui o coeficiente de 1,25, portanto, $l_{bpt,inf} \approx 132$ cm e $l_{bpt,sup} \approx 143$ cm.

Em uma peça pré-fabricada, também é importante saber a partir de qual distância da extremidade da peça pode-se considerar o esforço de protensão atuando em toda a seção. A este comprimento dá-se no nome de distância de regularização (l_p).

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (6)$$

$$l_{p,inf} = \sqrt{90^2 + (0,6 \cdot 132)^2} \approx 119 \text{ cm} \quad (7)$$

$$l_{p,sup} = \sqrt{90^2 + (0,6 \cdot 143)^2} \approx 124 \text{ cm} \quad (8)$$

Assim $l_{p,inf} = l_{bpt,inf} = 132$ cm e $l_{p,sup} = l_{bpt,sup} = 143$ cm.

Verificação de ruptura e no tempo zero (verificação de ruptura simplificada)

Nos cálculos das perdas de protensão a primeira fase (1 dia) corresponde ao momento de aplicação efetiva da protensão na viga pré-moldada, portanto, esta é a tensão na cordoalha que é utilizada para a verificação em vazio. Em vazio é a expressão dada para quando se tem no elemento pré-moldado a atuação somente do peso próprio e da protensão. Todo o cálculo para a determinação da armadura foi feito para os esforços máximos, ou seja, para a seção do meio do vão chamada aqui como seção S5. Esta seção não é a determinante a verificação em vazio, pois no meio do vão, o momento máximo do peso próprio alivia a tensão de tração na borda superior e simultaneamente alivia o excesso de compressão na borda inferior. Então para uma melhor análise, é recomendado nesta etapa a verificação em décimo de vão, com o carregamento da protensão e do peso próprio do elemento pré-moldado. O momento em décimo de vão é determinado da seguinte maneira:

$M_s = \frac{p \cdot l \cdot x_s}{2} - \frac{p \cdot x_s^2}{2}$, com a variação de s entre 1 e 5 e o carregamento de $p=6,75$ kN/m. Obteve-se os resultados apresentado na tabela 1.

Tabela 1 – Valores dos momentos fletores em vazio para décimo de vão

Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
M _s (kN.m)	28,88	51,53	67,38	77,00	80,21

Considerando – se:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} + A_{p'} \cdot \sigma_{pi,sup} = 9,870 \cdot 131,75 + 1,974 \cdot 142,63 = 1581,92 \text{ kN} \quad (9)$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} \cdot e_p - A_{p'} \cdot \sigma_{pi,sup} \cdot e_{p'} = 9,870 \cdot 131,75 \cdot 0,389 - 1,974 \cdot 142,63 \cdot 0,40 = 393,22 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (10)$$

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_s}{W_i}$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s}$$

A tabela 2 apresenta os valores das tensões (neste trabalho a tensão de tração recebe o sinal negativo) na borda inferior e superior, variando o momento em décimo de vão apresentados na tabela 1.

Tabela 2 – Valores das tensões da borda inferior e superior em décimo de vão.

Seção	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
σ_i (kN/m ²)	14855	14300	13904	13666	13587
σ_s (kN/m ²)	-3137	-2585	-2186	-1948	-1869

Os limites para este instante são:

$$\text{Compressão} \rightarrow \sigma = 0,7 f_{ckj} = 0,7 \times 25000 = 17500 \text{ kN/m}^2. \quad (11)$$

$$\text{Tração} \rightarrow \sigma = 1,2 \times 0,3 \times f_{ct,m} = 1,2 \times 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 3,078 \text{ MPa} = 3078 \text{ kN/m}^2. \quad (12)$$

$$- 3078 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 17500 \text{ kN/m}^2$$

O limite de tensão na borda inferior está verificado em todas as seções, enquanto que a tensão na borda superior o limite está sendo ultrapassando entre as seções S₁ e S₂, o que implica a necessidade do isolamento, de cabos da borda inferior. Para se determinar o comprimento deste isolamento é calculado o momento mínimo necessário para que a tensão de tração fique abaixo do permitido.

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s} \geq 1,2 \cdot f_{ct,m} = \frac{1581,92}{0,27} - \frac{393,22}{4,05 \cdot 10^{-2}} + \frac{M_{min}}{4,05 \cdot 10^{-2}} \geq -3078 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

$$M_{min} = 31,27 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Com o valor do momento mínimo é possível determinar o comprimento aqui chamado de requerido, ou seja, região em que não pode atuar todo o esforço de protensão.

$$M_{min} = \frac{p \cdot l \cdot x_s}{2} - \frac{p \cdot x_s^2}{2} \rightarrow 31,27 = \frac{6,75 \cdot 9,75 \cdot x_s}{2} - \frac{6,75 \cdot x_s^2}{2} \quad (14)$$

A expressão é uma equação de segundo grau, cuja solução tem duas raízes. Resolvendo a equação, tem-se $x_1 = 1,06$ m que é a distância necessária para o comprimento requerido. Com o valor do comprimento requerido, verifica-se se o mesmo é superior ao comprimento de transferência. Quando o comprimento requerido é inferior ao comprimento de transferência, não é necessário isolar-se cabos. Caso contrário usa-se a expressão de tensão para calcular a quantidade de cabos a serem isolados considerando-se uma quantidade fixa de cabos superiores ou não. Na situação em questão como o comprimento requerido (1,06 m) é inferior ao de transferência (1,32 m), não há necessidade de se isolar nenhum cabo. Agora, porém, é preciso calcular a armadura passiva que controla a fissuração na borda superior. Como são conhecidas as tensões na borda inferior e superior, pode-se obter a posição da linha neutra e assim calcular a resultante de tração na seção. A seção mais desfavorável para essa situação está entre a seção S₁ e S₂, a favor da segurança o dimensionamento é feito para a seção S₁.

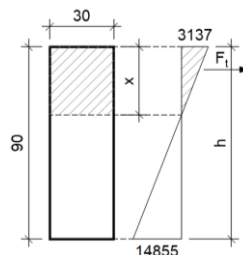


Figura 2 – Esquema para o cálculo da força F_t de tração na seção transversal.

$$\frac{x}{h} = \frac{\sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \rightarrow x = \frac{3137}{3137 + 14855} \cdot 0,90 = 0,157m. \quad (15)$$

O valor de força de tração, como pode se deduzir a partir da Figura 2 é dado por:

$$F_t = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{x}{2} = 3137 \cdot 0,30 \cdot \frac{0,157}{2} = 73,88 \text{ kN}. \quad (16)$$

A NBR 6118:2014 estabelece que a tensão da armadura neste caso seja de 25 kN/cm². $A'_s = \frac{F_t}{25} = \frac{73,88}{25} = 2,96 \text{ cm}^2$, não considerando a armadura de protensão pode-se adotar 4φ10 mm ($A_s = 3,2 \text{ cm}^2$). Considerando a armadura de protensão tem-se cordoalha 2φ12,7mm ($A_p = 1,974 \text{ cm}^2$) e 2φ8 mm (1,0 cm²) de armadura passiva.

Armadura transversal

O projetista para calcular a armadura transversal, deve decidir qual o modelo da treliça de Morsche deve empregar, o modelo I ou o II. No primeiro caso, modelo I, a fissura potencial de ruptura ao cisalhamento tem a inclinação de 45°. No caso de haver protensão pode-se facilmente mostra que a inclinação diminui (ver FUSCO (2008)). Assim, por uma questão de precisão e a favor da segurança para a verificação da biela considera-se o modelo II com o ângulo da fissura de 30° e para o cálculo da armadura (ainda a favor da segurança) o modelo I com o ângulo de fissura de 45°. Os carregamentos considerados sobre a viga com área de influência de 7,20 m, são: g_1 – peso próprio = 6,75 kN/m, g_2 – laje alveolar = 16,20 kN/m, g_3 – capa = 9,00 kN/m, g_4 – alvenaria = 5,94 kN/m, g_5 – revestimento = 5,76 kN/m e q – acidental = 21,60 kN/m.

Cálculo do V_{sd}

A força cortante oriunda da carga distribuída, pode ser considerada no trecho entre o apoio e a seção situada à uma distância de $d/2$ da face de apoio, ou seja, a 45 cm. Considerando o coeficiente de 1,30 para os elementos pré-fabricados e 1,4 para as demais cargas, tem-se $V_{sd} = 394,19 \text{ kN}$.

Verificação do esmagamento da biela de concreto.

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \quad (17)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,84 \cdot \frac{40000}{1,4} \cdot 0,30 \cdot 0,839 \cdot \text{sen}^2 30 \cdot (\cot 90 + \cot 30) = 1410,8 \text{ kN} \quad (18)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,84 \quad (19)$$

Portanto, $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, não há perigo de esmagamento do concreto.

Cálculo do V_c

Para o cálculo da armadura transversal (em forma de estribos) usa-se o modelo I da NBR 6118:2014 na flexo-compressão e considera-se que a seção resistente seja a da viga pré-fabricada (retangular de 30x90cm). Assim, tem-se:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd, \text{máx}}}\right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad (20)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1754 \cdot 0,30 \cdot 0,839 = 264,89 \text{ kN} \quad (21)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 1,754 \text{ MPa} = 1754 \text{ kN/m}^2 \quad (22)$$

Considerando o efeito da protensão tem-se:

$$M_0 = (\gamma_p \cdot N_{p\infty} + \gamma_f \cdot N_{g+p}) \cdot \frac{W_i}{A} + \gamma_p \cdot \frac{M_p}{N_{p\infty} \cdot e_p} \quad (23)$$

Como demonstrando no item anterior, a protensão necessita de um comprimento de 159 cm para transferir a totalidade da carga de protensão na peça pré-fabricada, de acordo com a norma esse efeito varia linearmente, com isso através da Figura 3 pode-se calcular o valor da tensão na seção em análise ($x = 45$ cm).

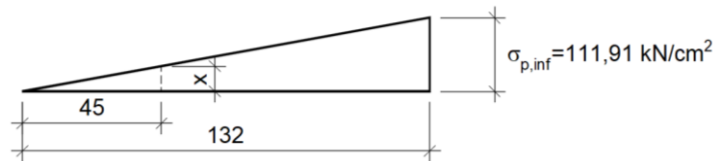


Figura 3 – Variação linear do efeito da protensão na viga pré-moldada.

$\frac{x}{45} = \frac{111,91}{132} \rightarrow x = 38,15 \text{ kN/cm}^2$, analogamente calcula-se a tensão na cordoalha da borda superior, obtendo $x = 41,77 \text{ kN/cm}^2$, finalmente considerando:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} + A_p' \cdot \sigma_{pi,sup} = 9,870 \cdot 38,15 + 1,974 \cdot 41,77 = 458,99 \text{ kN}. \quad (24)$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} \cdot e_p - A_p' \cdot \sigma_{pi,sup} \cdot e_p' = 9,870 \cdot 38,15 \cdot 0,389 - 1,974 \cdot 41,77 \cdot 0,40 = 113,42 \text{ kN} \cdot \text{m}. \quad (25)$$

$$M_0 = (0,9 \cdot 458,99 + 0) \cdot \frac{4,05 \cdot 10^{-2}}{0,27} + 0,9 \cdot 113,42 = 152,90 \text{ kN} \cdot \text{m}. \quad (26)$$

O cálculo de $M_{sd,m\acute{a}x}$ é determinado através dos carregamentos apresentado na Tabela 3 com os mesmo coeficientes e o ponto de aplicação considerando para o esforço de cisalhamento. $M_{sd,m\acute{a}x} = 186,36 \text{ kN.m}$.

$$V_c = 264,89 \cdot \left(1 + \frac{152,90}{186,36}\right) = 482,22 \text{ kN} \leq 2 \cdot V_{c0}. \text{ Portanto, } V_c = 482,22 \text{ kN}. \quad (27)$$

Cálculo da armadura transversal

$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c = V_{sd} - V_c = 394,19 - 482,22 = 88,03 \text{ kN}$, o sinal negativo significa que apenas o concreto é suficiente para resistir os esforços de cisalhamento e, portanto, a armadura transversal será apenas construtiva, obedecendo aos valores mínimos indicados pela norma.

Armadura mínima

Segundo o item 17.4.1.1.1 da NBR 6118:2014, a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica a:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} \rightarrow A_{sw} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} \cdot b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha \quad (28)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 3,509 \text{ MPa} \quad (29)$$

Segundo o $A_{sw} \geq 0,2 \cdot \frac{3,509}{500} \cdot 30 \cdot 100 \cdot \text{sen}90 = 4,21 \text{ cm}^2/\text{m}$, considerando-se estribos com 4 ramos de $\phi 6,3$ mm, o espaçamento s é dado por:

$$s = 0,3 \cdot \frac{A_s \phi}{A_{sw}} = \frac{4 \cdot 0,22}{4,21} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}. \quad (30)$$

Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}. V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm}. \quad (31)$$

Sendo assim, $\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = \frac{391,19}{1631,02} = 0,24$, portanto adota-se $\phi 6,3$ mm com 4 ramos a cada 30 cm.

Armadura necessária para ancoragem da diagonal de compressão

A força necessária para ancorar a diagonal de compressão em apoios extremos (considerando modelo II com $\theta = 30^\circ$), é:

$$R_s = \left(\frac{a_l}{d}\right) \cdot V_{sd,m\acute{a}x} \quad (32)$$

$$\frac{a_l}{d} = 0,5 \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) = 0,5 \cdot (\cot30 - \cot90) = 0,87 \quad (33)$$

$$R_s = 0,87 \cdot 394,19 = 342,94 \text{ kN} \quad (34)$$

Considerando o efeito da normal de protensão ($x=22,5$ cm) das cordoalhas da borda inferior ($N_p = 188,22$ kN).

$$A_{s,cal} = \frac{R_s}{f_{yd}} = \frac{342,94 - 188,22}{50/1,15} = 3,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16 \text{ mm} \quad (35)$$

Comprimento de ancoragem das barras no apoio

Na ancoragem da armadura de tração nos apoios extremos com momentos negativos ou nulos, as barras dessas armaduras, no caso com ganchos semi-circulares ($r = 2,5 \phi$, raio de curvatura interno do gancho de uma barra de diâmetro ϕ), deverão ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 \cdot 44,06 \cdot \frac{3,55}{A_{s,ef}} = 20 \rightarrow A_{s,ef} = 5,47 \text{ cm}^2 \quad (36)$$

O valor de l_b é encontrado através da seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{A_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,947} = 440,62 \text{ mm} = 44,06 \text{ cm} \quad (37)$$

Com $\eta_1 = 2,25$ (CA-50 para barra usual, nervurada, de alta aderência), $\eta_2 = 1,0$ (situação de boa aderência), $\eta_3 = 1,0$ ($\phi = 20 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$) e $f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 1,754 \text{ MPa}$, tem-se f_{bd} :

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,754 = 3,946 \text{ MPa} \quad (38)$$

Seção composta

Segundo o item 6.3 da NBR 9062:2017, o cálculo deve levar em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente. A redistribuição dos esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato. Na falta de cálculo mais rigoroso, permite-se calcular a peça como composta, se a tensão de aderência de cálculo τ_{sd} satisfazer a seguinte condição:

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{ctd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \quad (39)$$

$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \cdot b}$, com a_v a distância entre os pontos de momento e nulo e máximo, respectivamente e b a largura da interface (0,16m ver Figura 4). Como tem-se um sistema com a viga bi-apoiada a_v é dado por $l/2$, ou seja, $a_v = l/2 = 9,75/2 \approx 4,88\text{m}$.

$$F_{md} = \frac{M_d}{k_z \cdot d} = \frac{1058,23}{0,9879 \cdot 1,039} = 1030,98 \text{ kN} \quad (40)$$

$$\tau_{sd} = \frac{1030,98}{4,88 \cdot 0,16} = 1320,42 \text{ kN/m}^2 \quad (41)$$

Considerando que a superfície de ligação seja intencionalmente rugosa com no mínimo 0,5 cm, a tabela 10 da NBR 9062:2017 fornece os valores de máximos $\beta_s = 0,9$ e $\beta_c = 0,9$. Considerando a mesma armadura dimensionada para o cisalhamento, com apenas dois ramos de ϕ 6,3 mm (ver Figura 4) fazendo a ligação entre a viga de pré-moldada e a capa de concreto, tem-se:

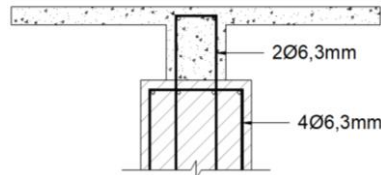


Figura 4 – Posicionamento das armaduras de cisalhamento.

$$\tau_{sd} \leq 0,9 \cdot \frac{50 \cdot 2 \cdot 0,32}{1,15 \cdot 0,16 \cdot 0,30} + 0,6 \cdot 1754 = 1574,14 \text{ kN/m}^2 \leq 0,25 \cdot \frac{40000}{1,4} = 7142,86 \text{ kN/m}^2 \quad (42)$$

Dimensionamento do dente Gerber

Os critérios adotados quanto a segurança em ligações por meio de consolo de concreto estabelecidos na NBR 6118:2014, além dos usuais deve ser multiplicado pelo coeficiente γ_n de 1,1 segundo o item 7.3.1.1 da NBR 9062:2017 (elemento pré-moldado e a carga permanente é predominante).

$$V_d = 1,1 \cdot \frac{9,75}{2} \cdot (1,3 \cdot 22,95 + 1,4 \cdot 42,30) = 489,27 \text{ kN} \quad (43)$$

Devem ser adicionadas ao cálculo dos consolos as ações horizontais atuantes, ou as componentes horizontais de força provenientes de consolos inclinados, levando em conta a rugosidade entre as superfícies de contato. Na falta de um cálculo rigoroso, permite-se adotar para as ações horizontais uma fração das ações verticais, no caso da utilização de neoprene essa fração é de 0,16.

$$H_d = 0,16 \cdot 489,27 = 78,28 \text{ kN} \quad (44)$$

Permite-se assemelhar o dente de apoio a um consolo. A Figura 5 apresenta a geometria do dente-Gerber para o dimensionamento.

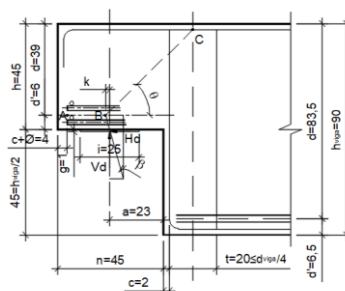


Figura 5 – Geometria para o dimensionamento do dente Gerber. Medidas em cm.

A distância a é definida por $a_{dent} = n - a_{cons} + f = 45 - 23 + 1 = 23$ cm. Onde f é a folga entre o consolo e o dente-Gerber.

O valor de t é correspondente a $\frac{1}{4}$ da altura útil da viga para a distribuição da armadura de suspensão $t \leq \frac{d_{viga}}{4} = \frac{83,9}{4} = 20,97$ cm. Considera-se $t = 20$ cm.

A relação das distâncias a/d classifica o consolo quanto ao seu modelo de ruptura que neste caso é consolo curto, pois a relação $a/d = 0,59$ ($0,5 \leq a/d \leq 1,0$).

O valor da distância k é: $k = \text{tg}\beta \cdot (g + d') = 0,16 \cdot (1 + 6) = 1,12 \text{ cm}$, onde $\text{tg}\beta = \frac{H_d}{V_d} = \frac{78,28}{489,27} = 0,16$.

Valor do segmento $\overline{AB} = n - (c + \phi + a + k) = 45 - (2 + 2 + 23 + 1,12) = 16,88 \text{ cm}$. Como $H_d \neq 0$, o valor do comprimento da biela no plano horizontal do tirante é $\overline{AB} = \overline{BC} = 2 \cdot 16,88 = 33,76 \text{ cm}$.

A inclinação da biela é dada pela expressão abaixo:

$$\text{tg}\theta = \frac{d-c}{k+a+c+\frac{\phi}{2}} = \frac{39-2}{1,22+23+2+\frac{20}{2}} = 1,02 \rightarrow \theta = 45,61^\circ \quad (45)$$

A tensão na biela para o consolo curto é:

$$\sigma_{c,bilea} = \frac{V_d}{\text{sen}^2\theta \cdot (\overline{AC} \cdot j)} = \frac{489,27}{\text{sen}^2(45,61^\circ) \cdot (0,3376 \cdot 0,22)} = 12900 \text{ kN/m}^2 \quad (46)$$

Como a inclinação da biela é maior que 45° , a tensão limite é $0,85 f_{cd}$ (24285 kN/m^2). Como a tensão solicitante está abaixo do limite, a verificação está atendida.

Da mesma maneira para o cálculo do consolo, pode se observar uma diferença grande na tensão de cálculo com a máxima resistida, se for ocorrer o colapso se dará possivelmente pelo escoamento da armadura do tirante.

O cálculo da armadura do tirante para o consolo curto é $A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}}$, onde $A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{V_d}{f_{yd}}$, portanto: $A_{s,tir} = \left(0,1 + \frac{0,23}{0,39}\right) \cdot \frac{1,15 \cdot 489,27}{50} + \frac{1,15 \cdot 78,28}{50} = 9,56 \text{ cm}^2$. Utiliza-se a primeira camada com $\phi = 20 \text{ mm}$ e a segunda camada com $\phi = 16 \text{ mm}$.

A armadura de costura deve ser distribuída em $(2/3)d$ adjacentes ao tirante, sendo $A_s \geq 0,4 \cdot \frac{2}{3} \cdot A_{sv} \rightarrow A_s \geq 0,4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 7,76 = 2,07 \text{ cm}^2$. Adota-se estribos horizontais com $\phi = 8,0 \text{ mm}$ com 2 ramos em 3 camadas na faixa de $(2/3)d = 25,33 \text{ cm}$ a cada 8 cm .

A armadura transversal para consolo sujeito a carga direta, os estribos verticais, são construtivamente necessários e é dado pela taxa mínima de $A_s = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 30 \cdot 45 = 2,02 \text{ cm}^2$. Adota-se $\phi = 6,3 \text{ mm}$ com 2 ramos em 4 camadas.

Deve existir a armadura de suspensão capaz de resistir a totalidade das cargas verticais, aplicadas no dente-Gerber. $A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1,15 \cdot 489,27}{50} = 11,25 \text{ cm}^2$, adota-se $\phi = 10 \text{ mm}$ com 4 ramos em 5 camadas.

Conclusões

O roteiro efetuado no exemplo como pode ser visto, permite claramente ao projetista entender o funcionamento da peça e detalhar tanto armadura longitudinal quanto a transversal. Fica bem claro, que o projetista precisa dominar os conceitos da pré-tração de forma que consiga aplicar os modelos mais adequados. Lembra-se que este detalhamento corresponde a um cálculo de armadura longitudinal, em que se determinou os esforços de protensão considerando as perdas progressivas. Assim, pode-se dizer que a precisão do detalhamento obtido é bastante razoável. Nota-se também que há uma quantidade grande de verificações a serem feitas, mostrando a necessidade de se confeccionar um programa ou uma planilha automática, que permitirá ao projetista chegar rapidamente ao detalhamento final. Chama-se atenção que foram utilizados diversos conceitos que embora previstos nas edições das normas brasileiras como o modelo II e o efeito de seção composta, não tem indicadores de quando é obrigatório o



seu uso. Na medida que forem desenvolvendo ensaios, podem ser modificados e ajustados. No caso do modelo II a grande questão é qual o valor de θ (inclinação da fissura) que pode ser utilizado. No caso da seção composta haveria a necessidade de se fazer mais ensaios, para conhecer melhor o comportamento próximo ao estado limite último de cisalhamento e flexão.

Referências

- NAWY E.G, P.E. Prestressed concrete. A Fundamental Approach – Second edition. Editora: Prentice Hall – New Jersey, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.
- CARVALHO, R. C; FILHO. J. R. F. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Segundo a NBR 6118:2014. 4.ed. São Carlos. EDUFSCAR, 2014. 415 pág.
- CARVALHO, R. C. Estruturas em concreto protendido. Pré-tração. Pós-tração. Cálculo e detalhamento. São Paulo. Editora Pine, 2012.