



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Exemplo de Dimensionamento de Vigas Protendidas por Meio de Campos de Tensão e Modelo de Treliça

Roberto Buchaim¹

¹Universidade Estadual de Londrina / Centro de Tecnologia e Urbanismo / Departamento de Estruturas/ robbuch@uel.br

Resumo

O presente trabalho mostra o dimensionamento no Estado Limite Último por flexão e força cortante de vigas protendidas por meio de campos de tensão e modelo de treliça. O exemplo apresentado admite o caso simples, mas frequente, de viga isostática sob a ação de carga uniformemente distribuída, protendida com cabos retos e parabólicos. O modelo de treliça derivado de campos descontínuos de tensão está incorporado no MC-90. O dimensionamento corresponde ao nível I de aproximação prescrito no MC-2010. Nele são estabelecidos os limites do ângulo de inclinação do campo de compressão, a saber, 25° e 45° nas peças com força axial de compressão ou protendidas. A escolha deste ângulo é livre na faixa dada, mas sua variação do máximo ao mínimo valor implica simultaneamente em diminuição no consumo de estribos, aumento da força no banzo tracionado e na compressão diagonal do concreto. Mostra-se ainda que na flexão simples o dimensionamento da armadura transversal da alma de vigas do modelo I da NBR 6118-2013 corresponde à faixa 20° a 45° da inclinação do campo de compressão.

Palavras-chave

Concreto protendido; Campos de tensão; Modelos de treliça; ELU por flexão e força cortante.

Introdução

No texto que segue aplica-se o modelo de treliça, derivado de campos de tensão descontínuos, ao dimensionamento de vigas nos estado limite último por flexão e força cortante. Toma-se por base o texto do MC-90, itens 6.2 e 6.3, e as referências bibliográficas /1/, /7/ e /9/. A alma de vigas, cf. a Figura 1, é representada por leques na região de carga concentrada (especialmente no apoio) e paralelogramos na região de carga uniformemente distribuída. Nos paralelogramos é suposto um estado uniaxial de tensão de compressão no concreto. Na direção radial do leque o estado de tensão unindo o topo e o centro a tensão é crescente e máxima junto ao apoio. Nas retas divisórias entre os paralelogramos e entre estes e o leque não há nenhuma referência à parcela da força cortante transmitida nas interfaces da fissura (Figura 1(b)). Mas o estado duplo de tensão compressão-tração, efetivamente existente, é indiretamente considerado pela redução da resistência do concreto comprimido da alma. Esta redução é igual a 30% em relação à resistência $f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$ de elementos em estado de compressão uniaxial apenas. Resulta, portanto, a resistência do concreto da alma igual a $f_{cd2} = 0,7 f_{cd1} = 0,6(1 - f_{ck}/250) f_{cd}$. Os estribos, suficientemente próximos entre si, representam um campo de tração em sua direção. As diagonais comprimidas, resultantes do campo de compressão da alma, têm inclinação θ escolhida livremente em faixas



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



estabelecidas em normas. P.ex., no MC-2010, são recomendadas para o nível I de aproximação, as faixas:

$$\theta_{min} \leq \theta \leq \theta_{max} = 45^\circ$$

$\theta_{min} = 25^\circ$ em peças com compressão axial significativa ou protensão

$\theta_{min} = 30^\circ$ em peças de concreto armado

$\theta_{min} = 40^\circ$ em peças com tração axial significativa

(1)

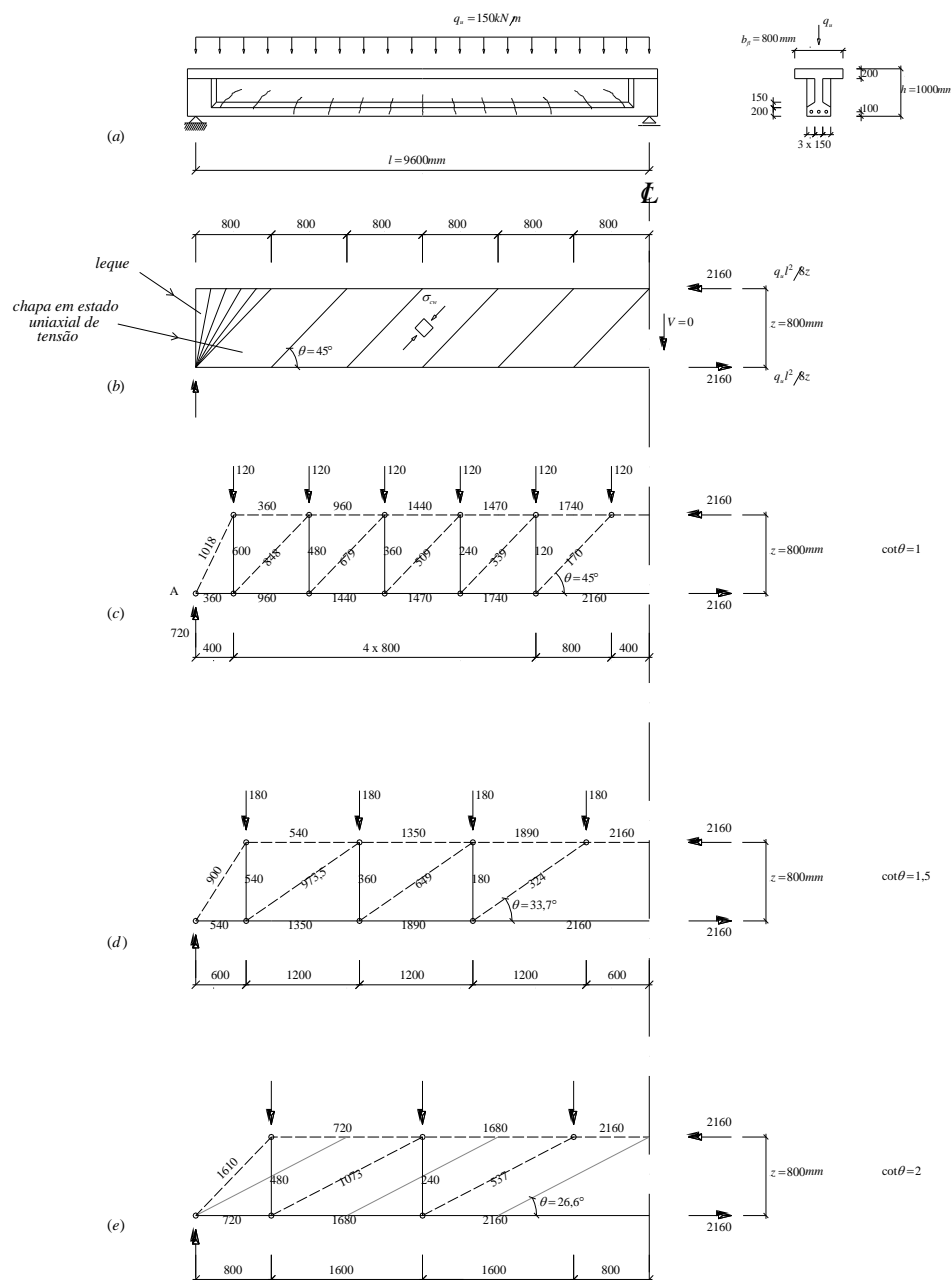


Figura 1: Campos de tensão e respectivas treliças para três alternativas de inclinação do campo de compressão diagonal, Refs. /1/ e /7/



Embora na rotina de dimensionamento não seja necessário desenhar a treliça, tem-se com esta representação uma clareza grande em vários aspectos do esquema estrutural resistente: são visualizadas as forças nos banzos tracionado e comprimido, forças a ancorar nos apoios, forças no concreto diagonal e nos montantes que representam os estribos no segmento $z \cot \theta$, conforme mostra a Figura 1. As equações a usar na rotina de dimensionamento são:

- Verificação da segurança do concreto da alma contra esmagamento:

$$\sigma_{cwa} = \frac{V_d}{b_w z} \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \leq f_{cdz} \quad (2)$$

- Dimensionamento dos estribos verticais:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d}{z \cot \theta f_{ywd}} \quad (3)$$

- Força no banzo tracionado:

$$R_{st} = \frac{M_d}{z} + \frac{|V_d|}{2} \cot \theta \quad (4)$$

Nestas equações z é igual ao braço de alavanca das forças internas na seção de momento máximo no segmento da peça em questão, também igual à altura da treliça. Como simplificação, pode-se adotar $z = 0,9d$, com d igual à altura útil dessa seção. Como se vê na Figura 1 e através das Equações (2) a (4), se o ângulo θ decrescer de 45° a $26,6^\circ$ aumenta a tensão no concreto da alma e a força no banzo tracionado, e, por consequência, a força a ancorar no apoio. Ao mesmo tempo, diminui o consumo de estribos.

A compressão do concreto diagonal deve ser verificada no primeiro paralelogramo, próximo do apoio, cabendo, entretanto, verificar no leque (truncado, i.e., o que considera a dimensão da placa de apoio, ou pilar, cf. Figura 2) a compressão no concreto (exatamente como em um bloco sobre estacas) e a ancoragem da armadura longitudinal.

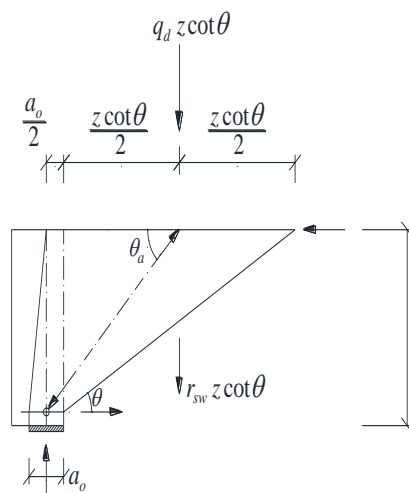


Figura 2: Leque truncado no apoio de momento nulo, cf. /1/



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Como mostra a Figura 2, o ângulo θ_a depende de θ e da largura a_0 do apoio através da relação:

$$\cot\theta_a = \frac{1}{2} \left(\frac{a_0}{z} + \cot\theta \right) \quad (5)$$

O modelo de dimensionamento no Estado Limite Último por Flexão e Força Cortante

O método que segue consiste, cf. o item 6.3.3.3 do MC-90, em superpor dois modelos. No primeiro, só são consideradas as ações da protensão (cargas equivalentes, representadas pelas forças de extremidade e forças de curvatura; aqui não entram os efeitos hiperestáticos da protensão) e de parte da carga externa. Esta última é a parcela do carregamento necessária para manter o equilíbrio com as forças de curvatura e do arco que se forma no interior da peça para a transmissão da força de protensão. Neste modelo a peça de concreto é isolada da armadura protendida (na qual atua o valor de cálculo da força de protensão após todas as perdas), e nela não há armadura transversal nem longitudinal a calcular. O segundo modelo, a ser superposto com o primeiro, consiste na analogia da treliça. As forças atuantes na treliça complementam aquelas do primeiro modelo, e são as que exigem armaduras transversal e longitudinal para resistir à força cortante efetiva e ao momento fletor, advindos do restante da carga não mobilizada no modelo 1. Na superposição de ambos os modelos verifica-se a compressão diagonal do concreto da alma.

No modelo 1 podem ser ativadas as parcelas da carga externa iguais à soma dos efeitos do arco de concreto e da curvatura do cabo. Para o caso aqui considerado de carga externa uniformemente distribuída e cabos parabólicos e retos, as cargas de curvatura e do arco são também uniformes. O eixo do arco passa, na seção de momento máximo, pelo CG do banzo comprimido, e nessa seção a força de compressão do arco é P_d , a mesma atuante na armadura protendida, separada da peça de concreto. Ao longo do arco, a projeção da sua força de compressão, paralelamente ao eixo da peça, é igual à componente horizontal da força de compressão, e igual a P_d com a hipótese $\cos\varphi \cong 1$.

No modelo 2, são mobilizadas as resistências f_{yd} e f_{ywd} das armaduras passivas, longitudinal e transversal respectivamente, bem como a parcela complementar da armadura protendida para atingir f_{pyd} , o que corresponde à mobilização da força resistente $A_p f_{pyd} - P_d$. Note-se que a superposição dos dois modelos, na seção central, resulta nas forças resistentes de intensidade $A_p f_{pyd} + A_s f_{yd}$ dos banzos tracionado e comprimido, iguais entre si, pois a flexão aqui considerada é simples.

Exemplo de dimensionamento de viga protendida

O exemplo que segue está mostrado em /4/, e refere-se ao dimensionamento no ELU por Flexão Simples e Força Cortante. Trata-se de uma viga biapoiada protendida em pós-tração com aderência posterior, e seu vão mede $l=16m$. A carga atuante é uniformemente distribuída e de intensidade $q_d = 56 kN/m$.

Dados adicionais:

Concreto: $f_{ck} = 30 MPa$, $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,90 MPa$, $f_{cd2} = 11,22 MPa$.



Aços: CA-50, $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$, CP175 RB 7,9: $f_{pyd} = 1370 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{pyd} = 6,85\%$, $E_p = 200 \times 10^3 \text{ MPa}$.

Três cabos $12\phi 7,9$, área de um cabo = $12 \times 37,4 = 448,8 \text{ mm}^2$, diâmetro da bainha: $\phi_b = 50 \text{ mm}$

Para o estado limite último, estima-se a força de protensão com 5% de perdas por atrito e 15% de perdas progressivas (esta estimativa deve, é claro, ser fundamentada por um cálculo prévio das perdas de protensão). Supõe-se, também, que a força de protensão resultante seja constante no vão, inclusive com as perdas de protensão. A tensão de cálculo da armadura protendida e seu correspondente alongamento na seção central, após todas as perdas, valem:

$$\sigma_{pd} = \gamma_p \sigma_{p\infty} = 0,9 \times (0,735 f_{ptk} \times 0,95 \times 0,85) = 935 \text{ MPa}, \quad \varepsilon_{pd} = \frac{\sigma_{pd}}{E_p} = \frac{935}{200 \times 10^3} = 4,67\%$$

Força de protensão de um cabo: $P_d = A_{po} \sigma_{pd} = 448,8 \times 935 \times 10^{-3} = 420 \text{ kN}$

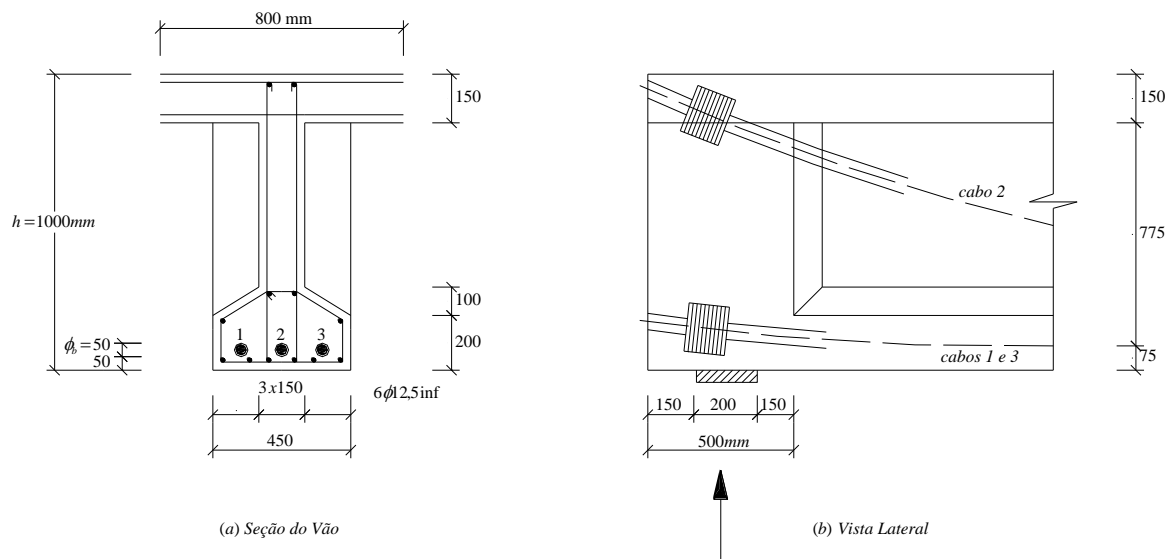


Figura 3: Viga biapoiada do exemplo

Dimensionamento à flexão:

No centro do vão, sendo $\max M_d = q_d l^2 / 8 = 56 \times 16^2 / 8 = 1792 \text{ kNm}$, as forças nos banzos valem $\max M_d / z = 1792 / 0,8 = 2240 \text{ kN}$.

A altura do bloco retangular de tensões do concreto resulta igual a:

$$y = \max M_d / (0,85 f_{cd} b_{fl} z) = 2240 \times 10^3 / [0,85 \times (30/1,4) \times 800] = 123 \text{ mm} < h_{fl} = 150 \text{ mm}$$

A profundidade relativa da LN, igual a $x/d = 1,25 \times 123 / 875 = 0,176 < 0,259$, corresponde ao domínio 2, e as armaduras estão em escoamento, com $\varepsilon_s = 10\%$ e $\varepsilon_{pd,tot} = 14,67\%$.

O braço de alavanca vale $z = d - 0,4y = 875 - 61,5 = 813,5 \text{ mm} \cong 800 \text{ mm}$.

No banzo tracionado tem-se a força resistente igual a:

$$A_p f_{pyd} + A_s f_{yd} = 1346,4 \times 1370 + A_s \times 435 = 2240 \times 10^3 \text{ N}, \text{ ou } A_s = 909 \text{ mm}^2$$



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Dimensionamento à força cortante:

No que segue, a favor da segurança despreza-se no modelo 1 o efeito de arco, e no modelo 2 não se considera o cabo curvo (aliás, neste caso seria necessário considerar as forças de curvatura adicionais correspondentes ao acréscimo de tensão no cabo, igual a $\Delta\sigma_{pd} = f_{pyd} - \sigma_{pd} = 1370 - 935 = 435 \text{ MPa}$). Conforme se vê na Figura 4, no modelo 1 tem-se as forças de curvatura do cabo 2 (parabólico):

$$q_{R,curv} = (P_{ndo} \cos \varphi_A) \frac{8a_s}{l^2} = (420 \cos 10,27^\circ) \frac{8 \times 0,725}{16^2} = 9,36 \text{ kN/m}$$

Logo, a parcela da carga total mobilizada no modelo 1 corresponde à fração:

$$\lambda = q_{R,curv} / q_{Sd} = 9,36 / 56 = 0,167.$$

Portanto, a carga efetiva no modelo 2 vem a ser $(1 - \lambda)q_{Sd} = 0,833 \times 56 = 46,64 \text{ kN/m}$.

Note-se, na Figura 4, que a componente horizontal do cabo 2, $P_{ndo} \cos \varphi_A = 413,3 \text{ kN}$, distante 75 mm do banzo superior, é estaticamente equivalente às forças:

$$(P_{ndo} \cos \varphi_A) a_s / z = 413,3 \times 725 / 800 = 374,5 \text{ kN} \text{ nesse banzo;}$$

$$(P_{ndo} \cos \varphi_A) (z - a_s) / z = 413,3 \times 75 / 800 = 38,7 \text{ kN} \text{ no banzo inferior.}$$

Esta última se soma à força resultante dos cabos 1 e 3, já situados nesse banzo, resultando em uma força igual a $2 \times 420 + 38,7 = 878,7 \text{ kN}$. Observe-se que a componente vertical do cabo 2, $P_{ndo} \sin \varphi_A = 74,9 \text{ kN}$, dirige-se diretamente ao apoio, enquanto as forças de curvatura mobilizadas por esse cabo anulam parcela igual da carga aplicada. Não se pode deixar de perceber que esta parcela da carga aplicada dirige-se para o apoio, mesmo com a protensão. A protensão não tira carga da estrutura, apenas muda a trajetória da carga externa mobilizada no modelo 1.

É preciso notar ainda, que no centro do vão a força total na armadura protendida, no modelo 1, é igual à soma:

$$P_d(2 + \cos \varphi_A) = 420 \times (2 + 0,984) = 1253,4 \text{ kN}, \text{ equivalente ao valor do ELU-Flexão, } 3P_d = 1260 \text{ kN}, \text{ com a aproximação } \cos \varphi \cong 1.$$

No modelo 2, cf. a Figura 4(b), adota-se $\cot \theta = 2$. Com isto, a carga concentrada nos nós da treliça é $(1 - \lambda)q_{Sd} z \cot \theta = 74,62 \text{ kN}$.

No centro do vão tem-se a parcela do momento fletor:

$$(1 - \lambda)q_{Sd} l^2 / 8 = 46,64 \times 16^2 / 8 = 1492,4 \text{ kNm}, \text{ donde as forças máximas nos banzos } 1492,4 / 0,8 = 1865,5 \text{ kN}, \text{ coincidentes com os valores calculados na treliça.}$$

A superposição dos modelos 1 e 2 está mostrada na Figura 4(c), e nela se vê que *as forças na alma são as mesmas do modelo 2, alteram-se apenas as forças nos banzos*. No banzo comprimido já se tem as forças finais (p.ex., no centro do vão, $\max M / z = 2240 \text{ kN}$).

A resultante das forças no banzo tracionado deve considerar as forças do modelo 1. No centro do vão, tem-se a força final resultante da soma das forças dos Modelos 1 e 2 e da força de



protensão, cf. a Figura 4(c), $986,7 + (840 + 413,3) = 2240 \text{ kN} = A_p f_{pyd} + A_s f_{yd}$, como se calculou na flexão.

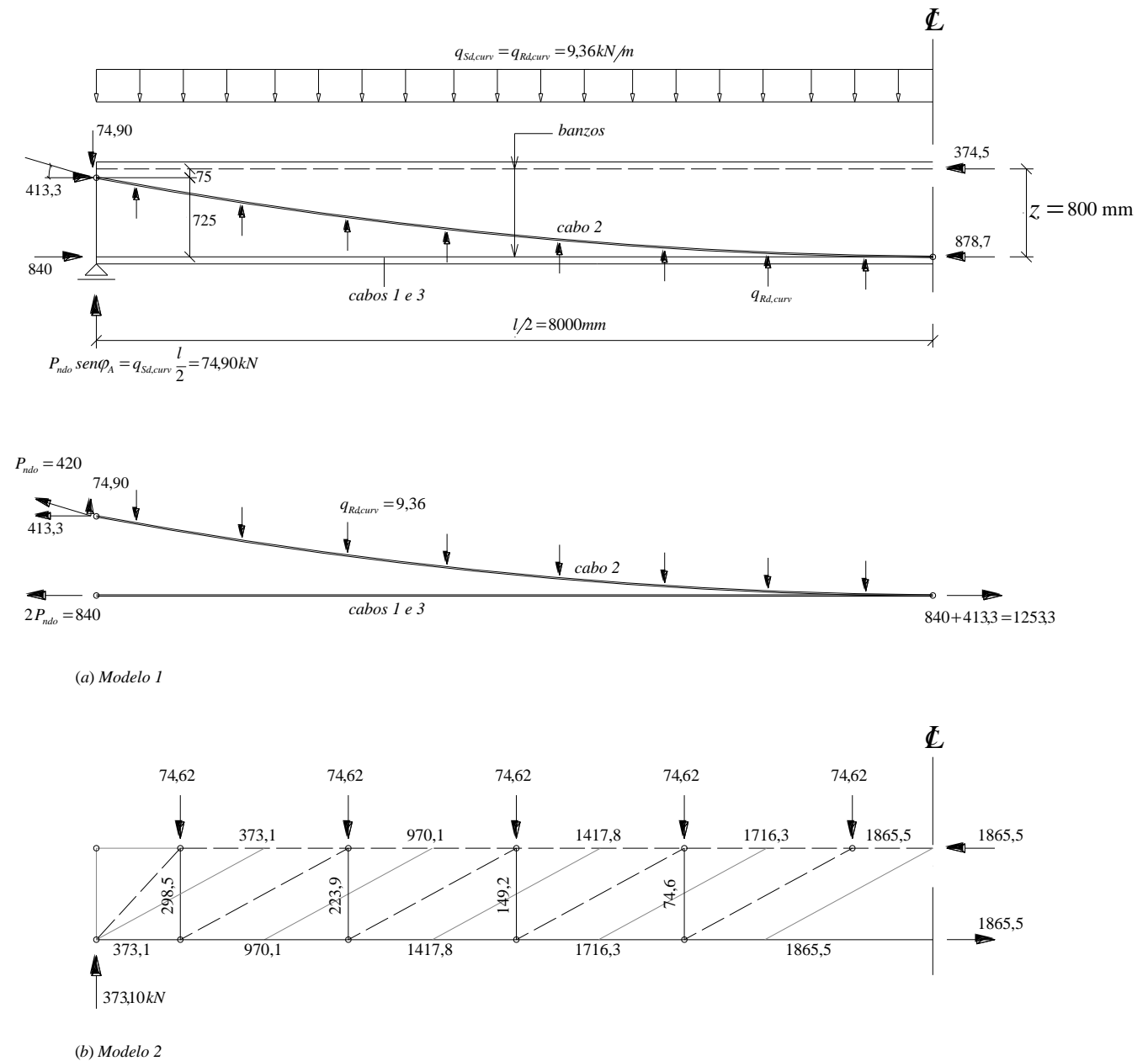


Figura 4: Modelos 1 e 2 da viga biapoiada do exemplo.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

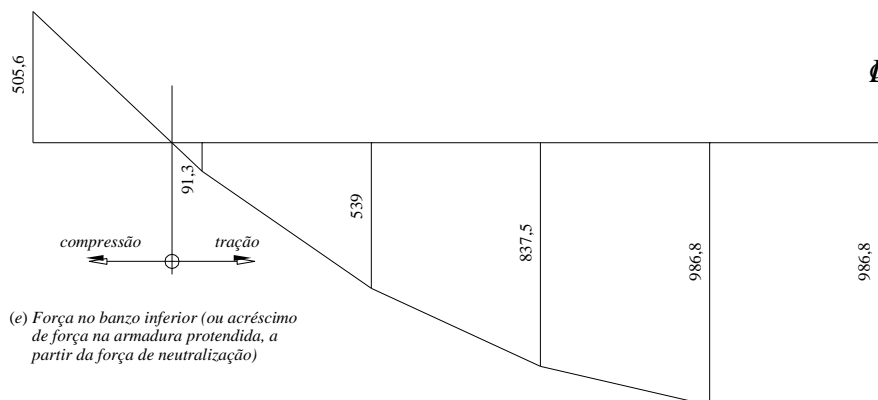
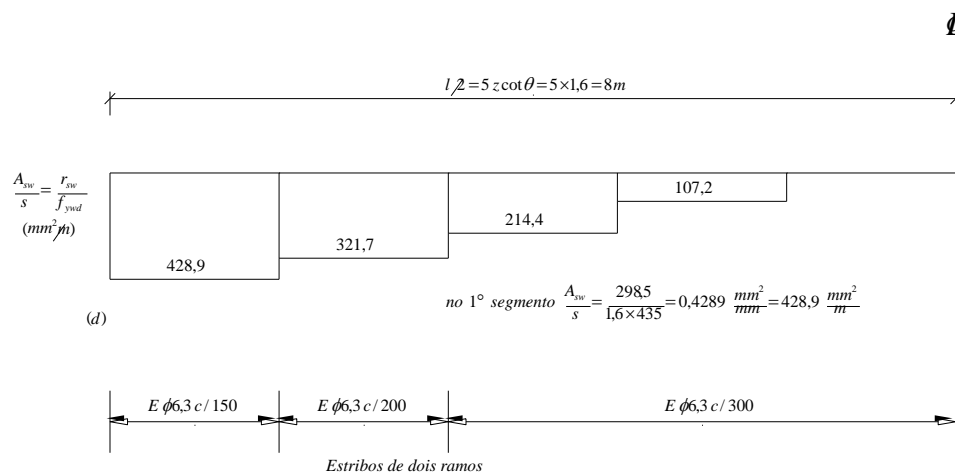
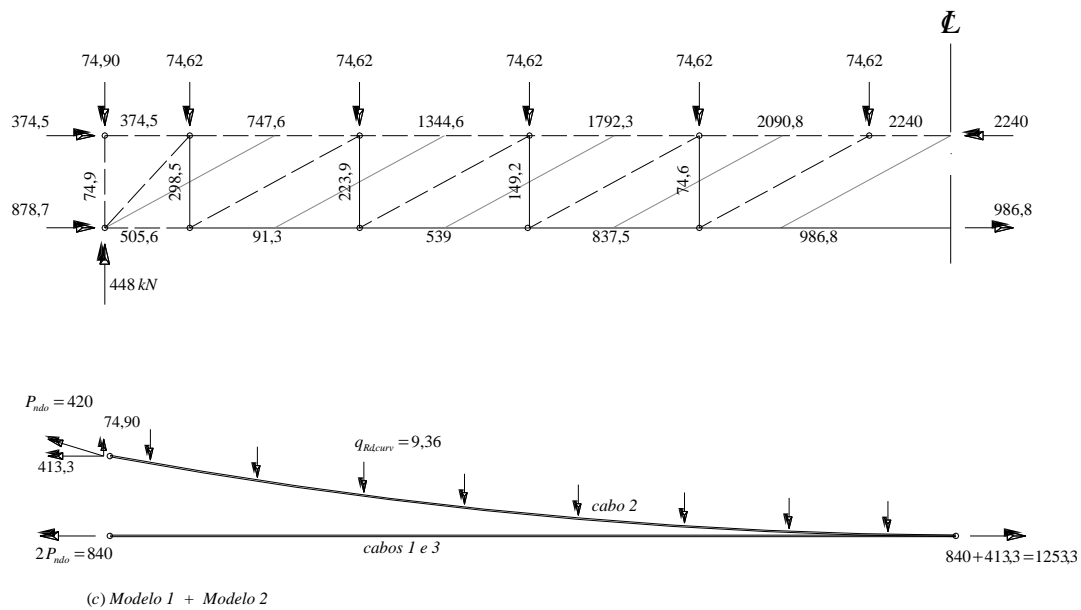


Figura 4 (continuação): Modelos 1 e 2 da viga biapoiada do exemplo.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Verificação da compressão do concreto da alma:

Esta é feita com a força cortante *efetiva* da seção distante $z \cot \theta = 1,6 \text{ m}$ do apoio, de valor:

$V_{Sd,ef} = 298,5 \text{ kN}$, cf. mostra a Figura 4(c).

A força cortante resistente, cf. a Equação (2), com $\sigma_{c wd} = f_{cd2}$, vale:

$V_{R,d2} = f_{cd2} b_{w,ef} z / (\tan \theta + \cot \theta) = 11,22 \times 125 \times 800 \times 10^{-3} / (0,5 + 2) = 448,8 \text{ kN} > V_{Sd,ef} = 298,5 \text{ kN}$,

onde a largura efetiva, considerando o cabo 2 na alma e bainha injetada, vale:

$b_{w,ef} = 150 - 50 / 2 = 125 \text{ mm}$.

A armadura mínima como no concreto armado, resulta de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,2(f_{ctm} / f_{ywk}) b_w = 174 \text{ mm}^2 / \text{m} .$$

Escolhe-se estribo de dois ramos e diâmetro $\phi_t = 6,3$.

Sendo $V_{Sd,ef} = 298,5 \text{ kN} < 0,67 V_{Rd2} = 300,7 \text{ kN}$, o máximo espaçamento dos estribos fica limitado a 300 mm , cf. indicado na NBR 6118:2007, item 18.3.3.2. Com isto, o valor mínimo da armadura transversal por unidade de comprimento resulta *efetivamente* igual a $(A_{sw} / s)_{\min,ef} = 210 \text{ mm}^2 / \text{m}$. Este valor cobre aqueles exigidos a partir do terceiro paralelogramo, cf. a Figura 4(d), onde também estão calculados os estribos para os dois paralelogramos iniciais.

Força no banzo tracionado:

No presente exemplo, cf. a Figura 4(e), a força resistente do banzo tracionado cobre com folga a força solicitante, pois todos os cabos chegam à extremidade da viga e dois deles são retos. Além disso, teoricamente o modelo 2 não exige armadura passiva junto ao apoio, uma vez que o banzo inferior está comprimido nessa região.

Concluindo o exemplo, cabem ainda as seguintes observações. Se fosse considerado o efeito de arco correspondente aos cabos 1 e 3, à carga de curvatura $q_{R,curv} = 9,36 \text{ kN/m}$ se somaria a parcela $q_{R,arc} = 840 \times (8 \times 0,8 / 16^2) = 21 \text{ kN/m}$, donde $\lambda = (9,363 + 21) / 56 = 0,542$. A carga distribuída mobilizada no modelo 2 seria igual a $(1 - 0,542) \times 56 = 25,64 \text{ kN/m}$. Com isto, *em serviço*, estes dois mecanismos equilibram 90% da carga aplicada $q_k = q_d / \gamma_f = 56 / 1,4 = 40 \text{ kN/m}$, pois após todas as perdas a carga dos dois efeitos é $1 / \gamma_p$ vezes maior, ou $32,52 / 0,9 = 36,1 \text{ kN/m}$. Mobilizados estes dois mecanismos resistentes, a armadura transversal necessária para *suspende*r até o leque a carga de quatro paralelogramos diminuiria para $A_{sw} / s = 4 \times 25,64 \times 10^3 / 435 = 236 \text{ mm}^2 / \text{m}$, valor quase igual à armadura transversal mínima *efetiva*. Entretanto, a tensão de compressão na alma aumentaria, obrigando (em geral, não necessariamente no exemplo) a aumentar f_{ck} e/ou $b_w z$, se for mantido o mesmo ângulo $\theta = 26,6^\circ$. E se este ângulo for aumentado para diminuir a tensão no concreto, aumenta-se de novo a armadura transversal. Também se vê que o ganho seria pequeno, pois a armadura mínima já cobre $2 \times (8 - 3,2) / 16 = 60\%$ do comprimento total da viga. Além disso, a



extremidade da peça, uma zona D pela introdução das forças de protensão e da reação de apoio, exige armadura transversal específica, não considerada aqui. Assim, no presente exemplo praticamente não há vantagem em mobilizar o efeito de arco. Para completar o dimensionamento no ELU deve-se, ainda, examinar a mencionada zona D das extremidades da viga, bem como os flanges comprimido e tracionado da seção (no caso) duplo T.

Ângulo do campo de compressão implícito no Método I da NBR 6118, item 17.4.2

A Figura 5 mostra o ângulo de inclinação do campo de compressão implícito no modelo I da NBR 6118:2007 (e na NB1-1978), obtido com a inclinação da fissura $\theta_{cr} = 45^\circ$ e V_{Sd}/V_{co} de 1,55 a 10.

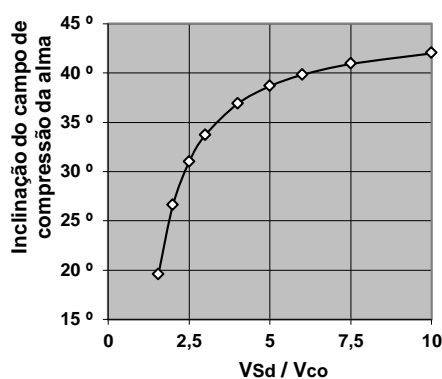


Figura 5: Inclinação do campo de compressão da alma de vigas

Como se vê na figura, para forças cortantes acima do valor correspondente a $V_{Rd, \min} = 1,55V_{co}$, a inclinação do campo de compressão varia entre $\approx 20^\circ$ e pouco abaixo de 45° . Esta faixa do ângulo de inclinação do campo de compressão coincide praticamente com a indicada no MC-90, a saber, $18,4^\circ$ e 45° . Note-se também que, no dimensionamento de um segmento da peça pelo método I, a parcela resistente V_{co} é tomada como constante, enquanto a força cortante solicitante é geralmente decrescente. Com isto, a armadura transversal é dimensionada equivalentemente com inclinações do campo de compressão cada vez menores. Neste caso, o modelo seria o de campos descontínuos de tensão formados apenas por leques justapostos sequencialmente, correspondendo, portanto, a uma treliça de banzos paralelos e diagonais comprimidas de inclinações decrescentes em direção à seção crítica. Mas este não é o caso de dimensionamento usual através de campos descontínuos de tensão, pois o ângulo θ de inclinação do campo de compressão, uma vez escolhido, é mantido constante em todo o segmento da peça a dimensionar. Com isto, a armadura transversal assim dimensionada é algo superior àquela obtida pelo método I da NBR, nos trechos da viga com armadura transversal acima da mínima.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de
maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Referências bibliográficas

- /1/ ALVAREZ, M. Bruchwiderstand von Scheiben. In: MARTI, P.; ALVAREZ, M.; KAUFMANN, W.; SIGRIST, V. (Org.). Tragverhalten von Stahlbeton. Zürich: IBK Publication SP-008, Institut für Baustatik und Konstruktion, 1999. p.45-79.
- /2/ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Projeto de estruturas de concreto: procedimento: NBR 6118: 2007. Rio de Janeiro, 2003.
- /3/ _____. Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido: NBR 7187. Rio de Janeiro, maio 1987.
- /4/ BUCHAIM, R. Concreto Protendido: Tração axial, Flexão simples e Força cortante. Editora da Universidade Estadual de Londrina (EDUEL), 2007. Londrina, Pr.
- /5/ COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990. London: Thomas Telford, 1993.
- /6/ EUROPEAN STANDARD. Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- /5/ FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAİNTE. Model Code 2010. Final draft. FIB, CEB-FIP. September 2011.
- /6/ KAUFMANN, W. Vorspannung. In: MARTI, P.; ALVAREZ, M.; KAUFMANN, W.; SIGRIST, V. (Org.). Tragverhalten von Stahlbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion. Zürich: IBK Publication SP-008, 1999. p.257-280.
- /7/ MARTI, P. et al. Autographie Stahlbeton GZ I Und II. Zürich: Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), 2001(?).
- /8/ _____. Traglastverfahren. In: MARTI, P.; ALVAREZ, M.; KAUFMANN, W.; SIGRIST, V. (Org.). Tragverhalten von Stahlbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion. Zürich: IBK Publication SP-008, 1999. p.15-43.
- /9/ MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN, B. Design and detailing of reinforced concrete structures using stress fields. Zürich, Switzerland: Swiss Federal Institute of Technology, 1989.
- /10/ REGAN, P. Ultimate limit state principles. In: FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Bulletin 2. Structural concrete: textbook on behavior, design and performance. Lausanne, 1999. v.2, p.141-223.
- /11/ SIGRIST, V.; HACKBARTH, B. A structured approach to the design and analysis of beams in shear. In: FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Bulletin 57. Shear and punching in RC and FRC elements. Salò, Italy, 2010, p. 93-104.
- /12/ SIGRIST, V. Generalized stress field approach for analysis of beams in shear. ACI Structural Journal/July-August 2011, p. 479-487.