

TORÇÃO

1. GENERALIDADES

O fenômeno da torção em vigas vem sendo estudado há algum tempo, com base nos conceitos fundamentais da *Resistência dos Materiais* e da *Teoria da Elasticidade*. Vários pesquisadores já se dedicaram à compreensão dos tipos de torção, à análise da distribuição das tensões cisalhantes em cada um deles, e, finalmente, à proposição de verificações que permitam estimar resistências para as peças e impedir sua ruína.

Apesar dos primeiros estudos sobre torção serem atribuídos a *Coulomb*, as contribuições de *Saint-Venant* (aplicação da torção livre em seção qualquer) e *Prandtl* (utilização da analogia de membrana) é que impulsionaram a solução para o problema da torção. No caso específico de análise de peças de concreto, foi a partir de *Bredt* (teoria dos tubos de paredes finas) que o fluxo das tensões foi compreendido. Na parte experimental, podem-se destacar os estudos de *Mörsch*, *Thürlimann* e *Lampert*, fundamentais para o conhecimento do comportamento mecânico de vigas submetidas à torção.

Em geral, os estudos sobre torção desconsideram a restrição ao empenamento, como nas hipóteses de *Saint-Venant*, mas, na prática, as próprias regiões de apoio (pilares ou outras vigas) tornam praticamente impossível o livre empenamento. Como consequência, surgem tensões normais (de coação) no eixo da peça e há uma certa redução da tensão cisalhante. Esse efeito pode ser desconsiderado no dimensionamento das seções mais usuais de concreto armado (perfis maciços ou fechados, nos quais a rigidez à torção é alta), uma vez que as tensões de coação tendem a cair bastante com a fissuração da peça e o restante passa a ser resistido apenas pelas armaduras mínimas. Assim, os princípios básicos de dimensionamento propostos para a torção clássica de *Saint-Venant* continuam adequados, com uma certa aproximação, para várias situações práticas. No caso de seções delgadas, entretanto, a influência do empenamento pode ser considerável, e devem ser utilizadas as hipóteses da flexo-torção de *Vlassov* para o dimensionamento. Um método simplificado é apresentado na Revisão da NBR 6118, mas não será objeto de análise deste trabalho.

O dimensionamento à torção baseia-se nas mesmas condições dos demais esforços: enquanto o concreto resiste às tensões de compressão, as tensões de tração devem ser absorvidas pela armadura. A distribuição dos esforços pode ser feita de diversas formas, a depender da teoria e do modelo adotado.

A teoria que é mais amplamente aceita para a distribuição das tensões decorrentes da torção é a da *treliça espacial generalizada*, na qual se baseiam as formulações das principais normas internacionais. A filosofia desse método é a idealização da peça como uma treliça, cujas tensões de compressão causadas pelo momento torçor serão resistidas por bielas comprimidas (concreto), e as de tração, por diagonais tracionadas (armaduras).

Vale a lembrança de que não é todo tipo de momento torçor que precisa ser considerado para o dimensionamento das vigas. A chamada *torção de compatibilidade*, resultante do impedimento à deformação, pode ser desprezada, desde que a peça tenha capacidade de adaptação plástica. Em outras palavras, com a fissuração da peça, sua rigidez à torção cai significativamente, reduzindo também o valor do momento atuante. É o que ocorre em vigas de bordo, que tendem a girar devido ao engastamento na laje e são impedidas pela rigidez dos pilares. Por outro lado, se a chamada *torção de equilíbrio*, que é a resultante da própria condição de equilíbrio da estrutura, não for considerada no dimensionamento de uma peça, pode levar à ruína. É o caso de vigas-balcão e de algumas marquises.

A seguir, será apresentada uma síntese dos conceitos que fundamentam os critérios de dimensionamento à torção, relacionados às disposições da Revisão da NBR 6118.

2. TEORIA DE BREDT

A partir dos estudos de *Bredt*, percebeu-se que quando o concreto fissura (Estádio II), seu comportamento à torção é equivalente ao de peças ocas (tubos) de paredes finas ainda não fissuradas - Estádio I (figura 1c). Essa afirmativa é respaldada na própria distribuição das tensões tangenciais provocadas por momentos torçores (figura 1b), as quais, na maioria das seções, são nulas no centro e máximas nas extremidades.

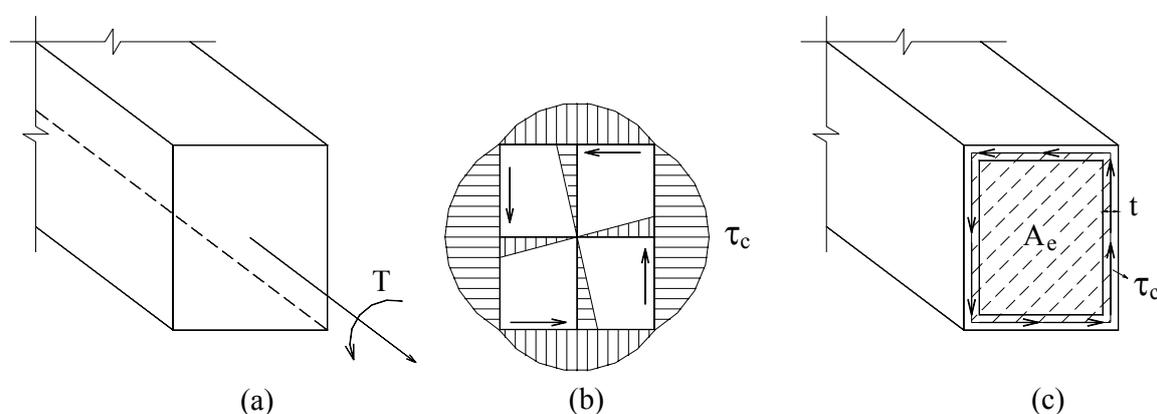


Figura 1 - Tubo de paredes finas

A partir dos conceitos de Resistência dos Materiais, pode-se chegar à chamada primeira fórmula de *Bredt*, dada por:

$$\tau_c = \frac{T}{2 \cdot A_e \cdot t} \quad (1)$$

τ_c é a tensão tangencial na parede, provocada pelo momento torçor;

T é o momento torçor atuante;

A_e é a área delimitada pela linha média da parede da seção equivalente;

t é a espessura da parede equivalente.

3. TRELIÇA ESPACIAL GENERALIZADA

O modelo da *treliça espacial generalizada* que é adotado para os estudos de torção tem origem na *treliça clássica* idealizada por *Ritter* e *Mörsch* para cisalhamento, e foi desenvolvido por *Thürlimann* e *Lampert*. Essa treliça espacial é composta por quatro treliças planas na periferia da peça (tubo de paredes finas da Teoria de *Bredt*), sendo as tensões de compressão absorvidas por barras (bielas) que fazem um ângulo θ com o eixo da peça, e as tensões de tração absorvidas por barras decompostas nas direções longitudinal (armadura longitudinal) e transversal (estribos a 90°). Pode-se observar que a concepção desse modelo baseia-se na própria trajetória das tensões principais de peças submetidas à torção (figura 2).

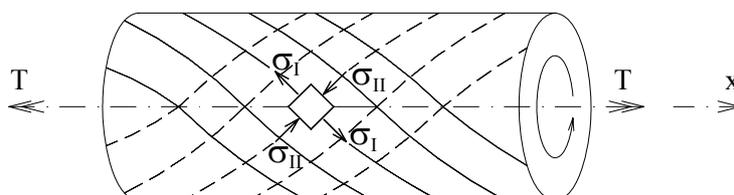


Figura 2 - Trajetória das tensões principais provocadas por torção

Apenas para a apresentação das expressões que regem o dimensionamento, será considerada uma seção quadrada com armadura longitudinal formada por quatro barras, uma em cada canto da seção, e armadura transversal formada por estribos a 90° (figura 3).

3.1 Biela de concreto

Como o momento atuante deve igualar o resistente, tem-se, no plano ABCD:

$$2 \cdot C_d \cdot \text{sen } \theta \cdot \ell = T_d \quad (2)$$

$$C_d = \frac{T_d}{2 \cdot \ell \cdot \text{sen } \theta} \quad (3)$$

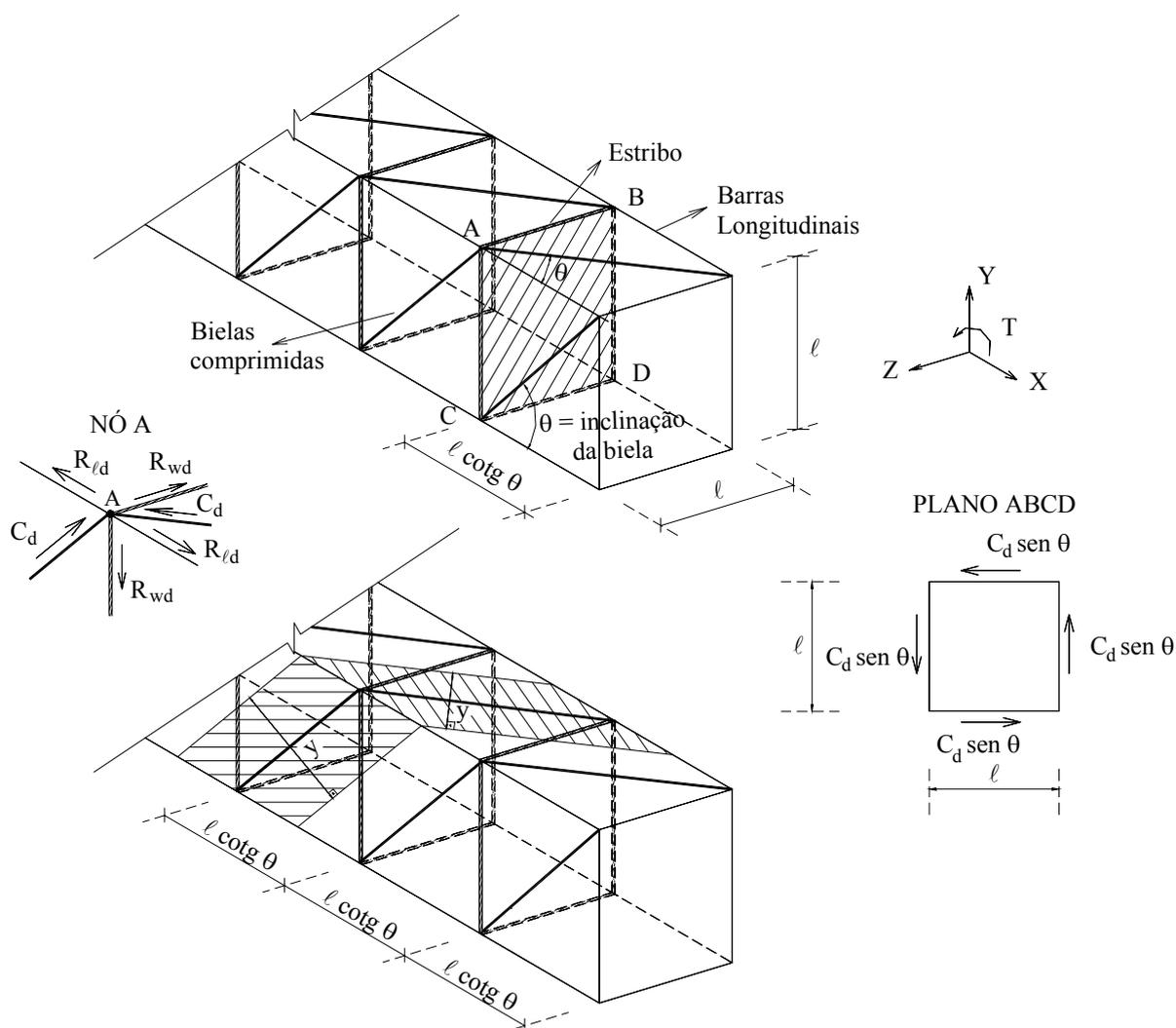


Figura 3 - Treliça espacial generalizada

Sendo σ_{cd} o valor de cálculo da tensão de compressão, e observando que a força C_d atua sobre uma área dada por $y \cdot t$, tem-se:

$$\sigma_{cd} \cdot y \cdot t = \frac{T_d}{2 \cdot l \cdot \text{sen } \theta}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{T_d}{2 \cdot y \cdot l \cdot t \cdot \text{sen } \theta} \quad (4)$$

Mas,

$$y = l \cdot \cos \theta \quad (5)$$

$$A_e = l^2 \quad (6)$$

Logo,

$$\sigma_{cd} = \frac{T_d}{A_e \cdot t \cdot \text{sen} 2\theta} \quad (7)$$

Nas bielas comprimidas, a tensão resistente é menor que o valor do f_{cd} . Dentre as várias razões, pode-se citar a existência de tensões transversais (que não são consideradas no modelo, e interferem no estado de tensões da região), e a abertura de fissuras da peça. Assim:

$$\sigma_{cd} \leq 0,5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (8)$$

onde:

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

α_v é o coeficiente de efetividade do concreto, dado por:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

3.2 Armadura longitudinal

Para o equilíbrio de forças na direção X,

$$4 \cdot R_{\ell d} = 4 \cdot C_d \cdot \cos \theta \quad (10)$$

Como:

$$R_{\ell d} = A_{so} \cdot f_{ywd}$$

onde:

A_{so} é a área de uma das barras longitudinais;

f_{ywd} é a tensão de escoamento do aço, com seus valores de cálculo, e,

$$A_{s\ell} = 4 \cdot A_{so}$$

utilizando-se a eq.(3), a eq. (10) pode ser escrita como:

$$A_{s\ell} \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot T_d}{\ell} \cdot \cotg \theta$$

Distribuindo a armação de forma uniforme em todo o contorno $u = 4 \cdot \ell$, para reduzir a possibilidade de abertura de fissuras nas faces da viga, e lembrando da eq.(6), tem-se:

$$\begin{aligned} \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \cdot f_{ywd} &= \frac{2 \cdot T_d}{\ell \cdot u} \cdot \cotg \theta \\ \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) &= \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd}} \cdot \cotg \theta \end{aligned} \quad (11)$$

3.3 Estribos

Para o equilíbrio das forças do nó A, na direção Z,

$$R_{wd} = C_d \cdot \sen \theta \quad (12)$$

Mas:

$$R_{wd} = \frac{\ell \cdot \cotg \theta}{s} \cdot A_{90} \cdot f_{ywd}$$

onde:

s é o espaçamento longitudinal dos estribos;

$\frac{\ell \cdot \cotg \theta}{s}$ é o número de estribos concentrados na área de influência do nó A.

Substituindo na eq.(12), lembrando da eq.(2):

$$\frac{\ell \cdot \cotg \theta}{s} \cdot A_{90} \cdot f_{ywd} = \frac{T_d}{2 \cdot \ell \cdot \sen \theta} \cdot \sen \theta$$

Substituindo a eq. (6) e rearrumando,

$$\frac{A_{90}}{s} = \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd}} \cdot \tg \theta \quad (13)$$

3.4 Torçor resistente

Para determinação do momento torçor resistente de uma seção já dimensionada, pode-se rearrumar a eq.(11),

$$\tg \theta = \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \left(\frac{A_{s\ell}}{u} \right)}$$

que fornece a inclinação da biela comprimida, e substituí-la na eq.(13), resultando:

$$\left(\frac{A_{90}}{s} \right) \cdot \left(\frac{A_{s\ell}}{u} \right) = \frac{T_d^2}{(2 \cdot A_e \cdot f_{ywd})^2}$$

$$T_d = 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \sqrt{\left(\frac{A_{90}}{s} \right) \cdot \left(\frac{A_{s\ell}}{u} \right)} \quad (14)$$

4. INTERAÇÃO DE TORÇÃO, CISALHAMENTO E FLEXÃO

Boa parte dos estudos de torção é relativa a torção pura, isto é, aquela decorrente da aplicação exclusiva de um momento torçor em uma viga. Essa situação, entretanto, não é usual. A grande maioria das vigas torcionadas também está submetida a forças cortantes e momentos fletores, o que dá origem a um estado de tensões mais complexo e mais difícil de ser analisado.

A experiência vem demonstrando que, de uma maneira geral, a filosofia e os princípios básicos de dimensionamento propostos para a torção simples também são adequados, com uma certa aproximação, para solicitações compostas.

Por isso, em geral, o procedimento adotado para o dimensionamento a solicitações compostas é a simples superposição dos resultados obtidos para cada um dos esforços solicitantes separadamente, que se mostra a favor da segurança. Por exemplo, a armadura de tração prevista pela torção que estiver na parte comprimida pela flexão poderia ser reduzida, se fosse considerado o alívio sofrido por sua resultante (de tração) nessa região. Ou ainda, como em uma das faces

laterais da peça as diagonais solicitadas pela torção e pelo cisalhamento são opostas, poderia ser considerado o alívio na resultante de tração no estribo, e conseqüentemente, reduzir-se sua área.

Evidentemente, na face lateral oposta, as diagonais têm a mesma direção, e a armação necessária vem do somatório daquelas calculadas para cada um dos dois esforços separadamente. E para a verificação da tensão na biela comprimida desta face, não bastará se observar o comportamento das resultantes relativas à torção e ao cisalhamento separadamente - surge a necessidade de uma nova verificação, que considere a interação delas.

Na figura 4, apresenta-se uma superfície que mostra a interação dos três tipos de esforços, com base em resultados experimentais. Qualquer ponto interior a essa superfície indica que a verificação da tensão na biela foi atendida. Pode-se observar que, para uma mesma relação $\frac{V_{sd}}{V_{ult}}$, o momento torçor resistente diminui com o aumento da relação $\frac{M_{sd}}{M_{ult}}$.

Cabe a ressalva de que a superposição dos efeitos das treliças de cisalhamento e de torção só estará coerente se a inclinação da biela comprimida for adotada a mesma nos dois casos.

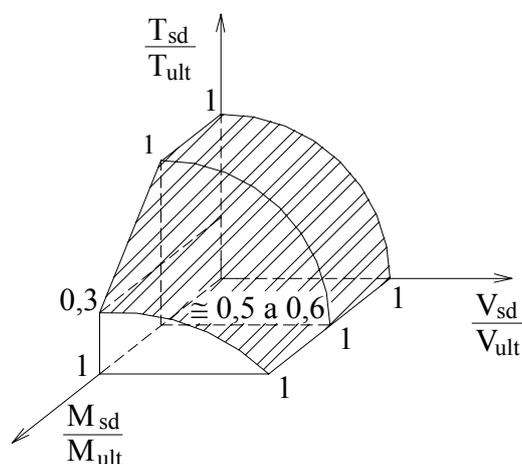


Figura 4 - Diagrama de interação

5. DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO SEGUNDO A NOVA NBR 6118

A grande novidade desse novo texto em relação à NBR 6118/78 é que agora o modelo adotado é o de *treliça espacial generalizada*, descrito anteriormente, e não mais a *treliça clássica*. Assim, o projetista tem a possibilidade de determinar a inclinação da biela comprimida, e com mais liberdade para trabalhar o arranjo das armaduras a serem utilizadas, realizando um dimensionamento totalmente compatível com o cisalhamento.

Ocorreram alterações na determinação da seção vazada equivalente e nas verificações a serem realizadas para o dimensionamento, sendo estas agora escritas em termos de momentos torçores, e não mais em termos de tensões. Dessa forma, acredita-se que o processo de dimensionamento torna-se mais coerente, inclusive com a tendência das normas internacionais.

As taxas mínimas e os espaçamentos também foram modificados em relação à flexão e ao cisalhamento isoladamente. Para a torção, as novas prescrições são descritas a seguir.

5.1 Torção de compatibilidade

Como já foi comentado, apenas a torção de equilíbrio precisa ser considerada no dimensionamento de vigas. A torção de compatibilidade pode ser desprezada, desde que sejam respeitados os limites de armadura mínima de cisalhamento, e:

$$V_{sd} \leq 0,7 \cdot V_{Rd,2} \quad (15)$$

sendo:

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta \quad (16)$$

já para estribos a 90° com o eixo da peça.

5.2 Determinação da seção vazada equivalente

Uma novidade da nova NBR 6118 é que não se define mais a espessura da parede equivalente apenas com base no cobrimento das armaduras, como era feito anteriormente. Ficam definidos os seguintes critérios:

$$h_e \leq \frac{A}{\mu} \quad (17)$$

$$h_e \geq 2 \cdot C_1 \quad (18)$$

onde:

h_e é a espessura da parede da seção equivalente

A é a área da seção

μ é o perímetro da seção cheia

$$C_1 = \frac{\phi_\ell}{2} + \phi_t + c \quad (19)$$

sendo:

ϕ_ℓ o diâmetro da armadura longitudinal;

ϕ_t o diâmetro da armadura transversal;

c o cobrimento da armadura.

5.3 Definição da inclinação da biela comprimida

Assim como no cisalhamento, a inclinação da biela deve estar compreendida entre 30° e 45° , sendo que o valor adotado deve ser o mesmo para as duas verificações.

5.4 Verificação da biela comprimida

Para se assegurar o não esmagamento da biela comprimida na torção pura, a nova NBR 6118 exige a verificação da seguinte condição:

$$T_{sd} \leq T_{Rd,2} \quad (20)$$

sendo $T_{Rd,2}$ o momento torçor que pode ser resistido pela biela. Este torçor pode ser obtido pela substituição da eq. (8) na eq.(7), que, rearrumada, fornece:

$$T_{Rd,2} = 0,5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen}2\theta \quad (21)$$

5.5 Verificação da tensão na biela comprimida para solicitações combinadas

A nova NBR 6118 menciona que, no caso de torção e cisalhamento, deve ser obedecida a seguinte verificação:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd,2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd,2}} \leq 1 \quad (22)$$

Observe que essa expressão linear (figura 5) fornece resultados conservadores em relação àqueles esboçados na figura 4. No EUROCODE 2 (1992), por exemplo, a expressão equivalente à eq.(22) é de segundo grau.

Observe-se ainda, também com base na figura 4, que a eq.(22) só se mostra adequada para situações em que o momento fletor de cálculo não ultrapassa cerca de 50 a 60% do momento último da seção, apesar da nova NBR 6118 não trazer comentários a respeito disso.

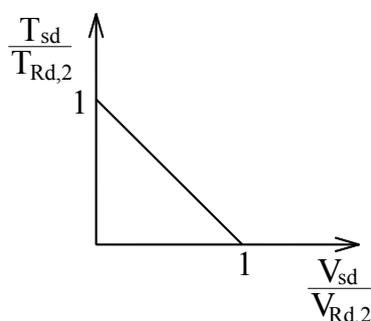


Figura 5 - Diagrama de interação torção x cortante, segundo a nova NBR 6118

5.6 Determinação da armadura longitudinal

Deve ser verificada a seguinte condição:

$$T_{sd} \leq T_{Rd,4} \quad (23)$$

sendo $T_{Rd,4}$ o momento torçor que pode ser resistido pela armadura longitudinal, dado por:

$$T_{Rd,4} = \left(\frac{A_{sf}}{u} \right) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \operatorname{tg} \theta \quad (24)$$

que é decorrente da eq.(11), lembrando que u é o perímetro da seção equivalente.

5.7 Determinação dos estribos

Deve ser verificada a seguinte condição:

$$T_{sd} \leq T_{Rd,3} \quad (25)$$

sendo $T_{Rd,3}$ o momento torçor que pode ser resistido pelos estribos, dado por:

$$T_{Rd,3} = \left(\frac{A_{90}}{s} \right) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \operatorname{cotg} \theta \quad (26)$$

que é obtida a partir da eq.(13).

5.8 Armadura longitudinal e estribos para solicitações combinadas

No banzo tracionado pela flexão, somam-se as armaduras longitudinais de flexão e de torção. A armadura transversal total também deve ser obtida pela soma das armaduras de cisalhamento e de torção.

No banzo comprimido, pode-se reduzir a armadura de torção, devido aos esforços de compressão do concreto na espessura h_e e comprimento Δu correspondente à barra considerada.

5.9 Verificação da taxa de armadura mínima

A taxa de armadura mínima, como se sabe, vem da necessidade de se garantir a ductilidade da peça e melhorar a distribuição das fissuras. Em relação à NBR 6118/78, sua Revisão está mais coerente, por reconhecer que há influência da resistência característica do concreto. É dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (27)$$

sendo f_{ctm} a tensão média de tração, dada por $f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$.

Não há referência quanto à taxa mínima de armadura longitudinal.

6. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Apenas as barras longitudinais e os estribos que estiverem posicionados no interior da parede da seção vazada equivalente deverão ser considerados efetivos para resistir aos esforços gerados pela torção.

São válidas as mesmas disposições construtivas de diâmetros, espaçamentos e ancoragem para armaduras longitudinais de flexão e estribos de cisalhamento, propostos na nova NBR 6118 (que tem alterações em relação ao texto anterior). Especificamente para a torção, valem as recomendações apresentadas a seguir.

6.1 Armaduras longitudinais

Para que efetivamente existam os tirantes supostos no modelo de treliça, é necessário se dispor uma barra de armadura longitudinal em cada canto da seção. De acordo com a nova NBR 6118, deve-se procurar atender à relação $\frac{\Delta A_{s\ell}}{\Delta u}$ em todo o contorno da viga, sendo Δu o trecho do perímetro correspondente a cada barra, de área ΔA_s . Em outras palavras, a armadura longitudinal de torção não deve estar concentrada nas faces superior e inferior da viga, e sim, uniformemente distribuída em todo o perímetro da seção efetiva.

Apesar de não haver prescrição na norma, deve-se preferencialmente adotar $\phi_\ell \geq 10\text{mm}$ nos cantos. O espaçamento de eixo a eixo de barra, tanto na direção vertical quanto na horizontal, deverá ser $s_\ell \leq 350\text{mm}$.

6.2 Estribos

Os estribos devem estar posicionados a 90° com o eixo longitudinal da peça, devendo ser fechados e adequadamente ancorados por ganchos em ângulo de 45° . Além disso, devem envolver as armaduras longitudinais.

7. EXEMPLO

Seja a viga **V1** da marquise esquematizada na figura 6, a qual está submetida à torção de equilíbrio, além de flexão e cisalhamento. O f_{ck} adotado foi de 25 MPa, o cobrimento de 2,5 cm (de acordo com as exigências da nova NBR 6118), e a altura útil:

$$d = 50 - 2,5 - \frac{1,0}{2} - 0,63 = 46,37 \text{ cm}$$

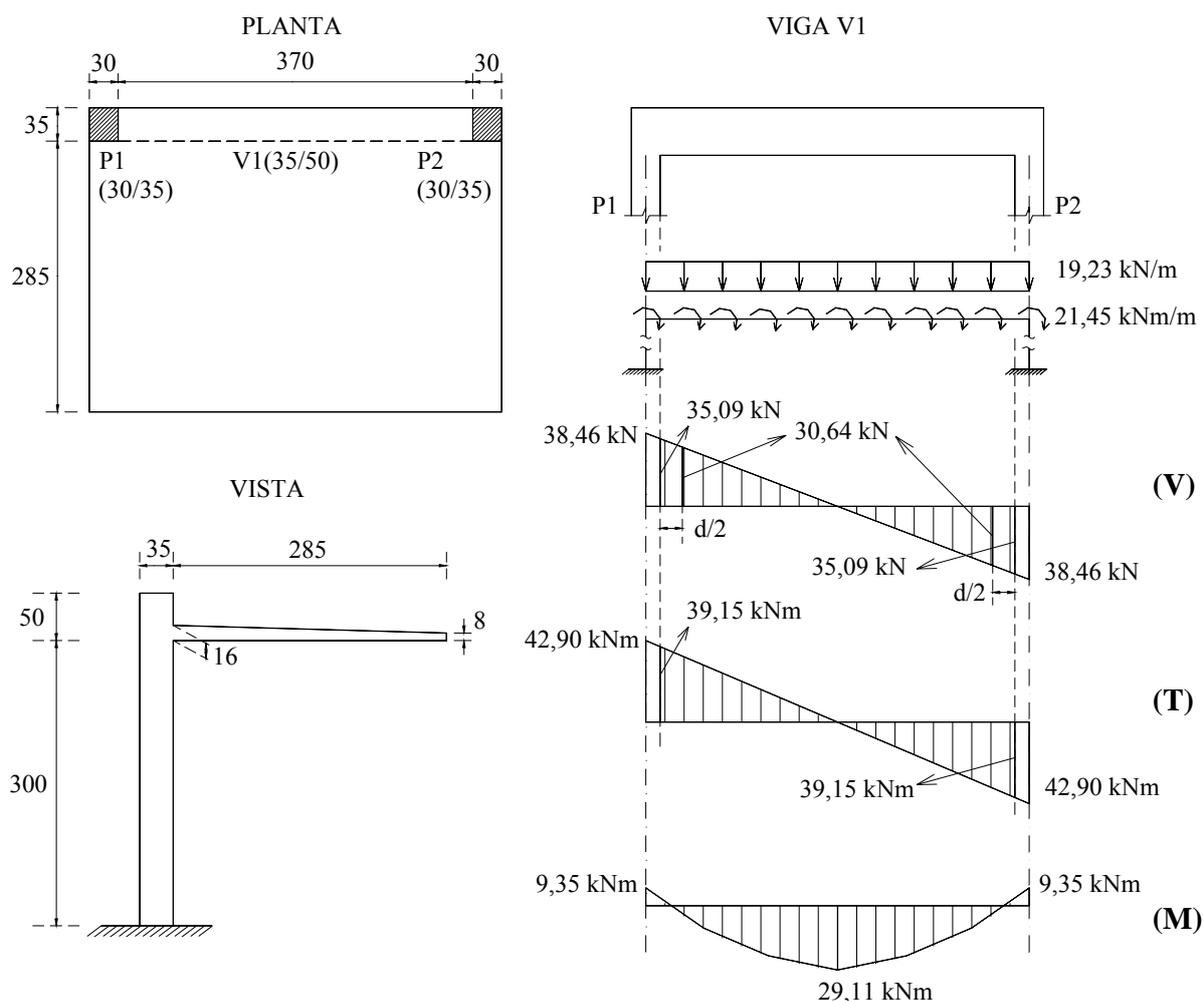


Figura 6 - Viga V1 do exemplo

7.1 Verificação da biela comprimida

Para não haver esmagamento da biela comprimida, de acordo com a eq. (22):

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd,2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd,2}} \leq 1$$

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 35,09 = 49,13 \text{ kN} \text{ e } T_{Sd} = 1,4 \cdot 3915 = 5481 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Considerando a inclinação $\theta = 45^\circ$, na eq. (16):

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 35 \cdot 46,37 \cdot \sin 2 \cdot 45^\circ$$

$$V_{Rd,2} = 704,24 \text{ kN}$$

Segue-se a determinação da seção vazada equivalente, a partir das eqs. (17) e (18):

$$h_e \leq \frac{A}{\mu}$$

$$A = b \cdot h = 35 \cdot 50 = 1750 \text{ cm}^2 \quad \text{e} \quad \mu = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (35 + 50) = 170 \text{ cm}$$

$$h_e \leq \frac{A}{\mu} = \frac{1750}{170} = 10,29 \text{ cm}$$

$$h_e \geq 2 \cdot C_1$$

$$C_1 = \frac{\phi_\ell}{2} + \phi_t + c = \frac{1,0}{2} + 0,63 + 2,5 = 3,63 \text{ cm}$$

$$h_e \geq 2 \cdot C_1 = 2 \cdot 3,63 = 7,26 \text{ cm}$$

Adotou-se, então, $h_e = 8 \text{ cm}$. Logo:

$$A_e = (35 - 8) \cdot (50 - 8) = 1134 \text{ cm}^2$$

$$u = 2 \cdot [(35 - 8) + (50 - 8)] = 138 \text{ cm}$$

Tem-se, então, a partir da eq. (21):

$$T_{Rd,2} = 0,5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen} 2\theta = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 1134 \cdot 8 \cdot \text{sen} 2 \cdot 45^\circ$$

$$T_{Rd,2} = 7290 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim,

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd,2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd,2}} \leq 1 \quad \therefore \quad \frac{49,13}{704,24} + \frac{5481}{7290} = 0,07 + 0,75 = 0,82 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Observe-se que há uma certa folga na verificação, o que permitiria uma redução da inclinação da biela. Como consequência, haveria uma redução da área de aço transversal necessária, e um acréscimo da área de aço longitudinal. Observa-se, entretanto, que esse procedimento é mais eficiente nos casos em que o esforço cortante é grande, e a redução da área dos estribos é maior que o acréscimo das barras longitudinais. Em geral, nos demais casos, não compensa adotar valores menores de θ .

7.2 Dimensionamento à flexão

$$M_d^+ = 1,4 \cdot 2911 = 4075,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d^- = 1,4 \cdot 935 = 1309 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

No dimensionamento, as armaduras obtidas foram:

$$A_{s_\ell}^+ = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_\ell}^- = 0,65 \text{ cm}^2$$

Entretanto, para seções retangulares de $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, a nova NBR 6118 prescreve a área de aço mínima dada por:

$$A_{s_\ell \text{ min}} = \rho_{\ell \text{ min}} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 35 \cdot 50 = 2,63 \text{ cm}^2$$

que deverá ser respeitada tanto para a armadura positiva quanto para a negativa.

7.3 Dimensionamento ao cisalhamento

A partir das verificações realizadas no dimensionamento ao cisalhamento, também para $\theta = 45^\circ$, observa-se que a própria seção já resistiria ao cortante atuante. É necessário que a peça tenha apenas uma armadura mínima, dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w \min} \cdot b_w = \left(0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}\right) \cdot b_w = \left(0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{500}\right) \cdot 35 = 3,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

7.4 Dimensionamento à torção

Considera-se também a inclinação da biela comprimida $\theta = 45^\circ$.

) Cálculo da armadura longitudinal

A partir das eqs. (23) e (24):

$$\begin{aligned} T_{sd} &\leq T_{Rd,4} \\ T_{Rd,4} &= \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \text{tg } \theta = \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \cdot 2 \cdot 1134 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot \text{tg } 45 = 98606,7 \cdot \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \\ 5481 &\leq 98606,7 \cdot \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \quad \therefore \quad \left(\frac{A_{s\ell}}{u}\right) \geq 5,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

) Cálculo dos estribos

Utilizando-se as eqs. (25) e (26):

$$\begin{aligned} T_{sd} &\leq T_{Rd,3} \\ T_{Rd,3} &= \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg } \theta = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot 2 \cdot 1134 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot \text{cotg } 45 = 98608,7 \cdot \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \\ 5481 &\leq 98608,7 \cdot \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \quad \therefore \quad \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \geq 5,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

7.5 Detalhamento

a) Armadura longitudinal

A área total da armadura longitudinal é obtida pela soma das parcelas correspondentes à flexão e à torção, que deve ser feita para cada uma das faces da viga.

Na face superior, a flexão exige $A_{s\ell} = 0,65 \text{ cm}^2$. A parcela da torção é dada por $A_{s\ell} = 5,56 \cdot (0,35 - 0,08) = 1,50 \text{ cm}^2$. A área de aço total nessa face vale, então:

$$A_{s\ell, \text{tot}} = 0,65 + 1,50 = 2,15 \text{ cm}^2$$

Observe-se, entretanto, que esta área é menor que a mínima prescrita na nova NBR 6118. Portanto, para a face superior, a área de aço vale:

$$A_{s_{\ell,tot}} = A_{s_{\ell, \min}} = 2,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow (4 \phi 10)$$

Na face inferior, a flexão exige $A_{s_{\ell}} = 2,11 \text{ cm}^2$. A parcela da torção é a mesma anterior, $A_{s_{\ell}} = 1,50 \text{ cm}^2$. A área de aço total nessa face vale, então:

$$A_{s_{\ell,tot}} = 2,11 + 1,50 = 3,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow (5 \phi 10)$$

que já supera a área de aço mínima exigida pela flexão.

Nas faces laterais, como a altura da viga é menor que 60 cm, não é necessária a utilização de armadura de pele. Há apenas a parcela da torção, cuja área de aço vale $A_{s_{\ell}} = 5,56 \cdot (0,50 - 0,08) = 2,34 \text{ cm}^2$, ou seja,

$$A_{s_{\ell,tot}} = 2,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \phi 10)$$

a) Estribos

A área final dos estribos é dada pela soma das parcelas correspondentes ao cisalhamento e à torção, $\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{90}}{s}$, mas neste exemplo, como já foi visto, não é necessária armadura para o cisalhamento. Há apenas a parcela da torção, que já supera a área de aço mínima exigida. Assim, em cada face deve-se ter:

$$\left(\frac{A_{90}}{s} \right)_{\text{TOTAL}} = 5,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \Rightarrow (\phi 8 \text{ c } 9)$$

que obedece ao espaçamento longitudinal máximo entre estribos, segundo a Norma:

$$V_d \leq 0,67 V_{Rd,2} \Rightarrow s_{\text{máx}} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow s_{\text{máx}} = 27,8 \text{ cm}$$

O detalhamento final da seção transversal é apresentado na figura 7, que precisa ser corrigida. Na face superior, devem ser colocadas 4 ϕ 10, em vez das 3 ϕ 10 indicadas.

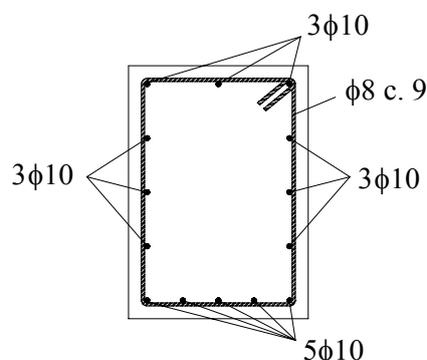


Figura 7 - Detalhamento final da Viga V1 (na face superior: 4 ϕ 10, em vez de 3 ϕ 10).

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização do modelo de treliça espacial generalizada é a principal mudança introduzida pela nova NBR 6118, permitindo que se trabalhe com a mesma inclinação da biela (de 30° a 45°) tanto na torção quanto no cisalhamento. Além disso, com essas novas diretrizes, o projetista tem a possibilidade de realizar um dimensionamento mais eficiente para cada seção estudada, já que, com a escolha dos valores de θ e h_e , pode-se distribuir mais conveniente as parcelas de esforços das bielas e das armaduras.

Assim, acredita-se que as novas prescrições, respaldadas nas principais normas internacionais, estão mais criteriosas em relação às da versão anterior.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq e à CAPES, pelas bolsas de estudo.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS *NBR 6118:1978 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Revisão da NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto*. 2000.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin d' Information*, n.204, 1991.
- COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. Eurocode 2 - *Design of concrete structures*. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, CEN, 1992.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Structural concrete: textbook on behavior, design and performance. *FIB Bulletin*, v.2, 1999.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: princípios básicos de estruturas de concreto armado. v1. Rio de Janeiro, Interciência, 1977.
- SUSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*. v.2. Rio de Janeiro, Globo, 1984.