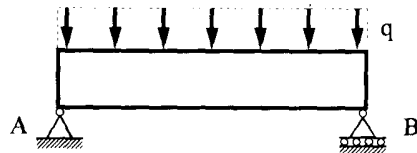


## DIMENSIONAMENTO DE VIGAS AO CISALHAMENTO

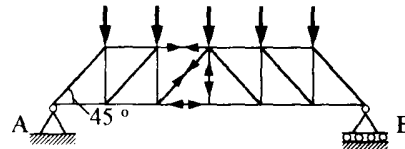
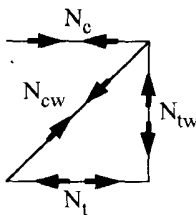
As vigas ao sofrerem a ação de uma carga vertical sofrem a possibilidade de suas lamelas escorregarem uma sobre as outras, Ao fazer a experiência com folhas de papel os grampos aumentavam a resistência da viga de folhas.

Numa viga de concreto armado quem interliga as lamelas? A armadura de tração não é. A eventual armadura de compressão também não. Quem agüenta então? São os estribos. Para explicar melhor esses fenômeno muitas vezes associa-se uma viga em trabalho a uma treliça para uma comparação de fenômenos e de elementos resistentes.



Viga em trabalho

Em detalhe um trecho da treliça.



Treliça associada à viga em trabalho (chamda treliça clássica).

- $N_c$  = Força de compressão no banzo superior
- $N_{cw}$  = Força de compressão no banzo inclinado
- $N_{tw}$  = Força normal de tração no banzo vertical
- $N_t$  = Força normal de tração no banzo inferior

Se uma viga pode associar-se a uma treliça quem é o responsável pelo quê?

- A força de compressão  $N_c$  é resistida pelo concreto;
- A força de tração  $N_t$  é resistida pela armadura inferior da viga;
- A força de compressão  $N_{cw}$  que ocorre no banzo inclinado é resistido na viga pelo concreto;
- A força normal de tração  $N_{tw}$  ocorre no banzo vertical é resistido pelos estribos.

O cálculo da seção de concreto, das armaduras inferiores e superiores já foi visto anteriormente. Resta dimensionar a solidariedade entre as várias camadas horizontais do concreto.

Até um passado recente essa tarefa de solidariedade era deixada a cargo da armadura principal dobrada e dos estribos. A tendência moderna é de deixar aos estribos toda essa solidariedade.

Os estribos devem ser de preferência de formato fechado para dar maior amarração.



Independente do cálculo, que veremos a seguir, a NB - 1 faz as seguintes exigências sobre o espaçamento dos estribos.

- O espaçamento dos estribos medidos paralelamente ao eixo da peça deve ser no máximo igual à  $0,5 d$ , não podendo ser maior que 30 cm;
- Se houver armadura longitudinal de compressão exigida pelo cálculo, o espaçamento dos estribos, medido ao longo daquela armadura não pode ser maior que 21 vezes o diâmetro das barras longitudinais no caso de aço CA 25 ou CA 32 e 12 vezes esse diâmetro no caso de aço CA 40, CA 50 ou CA 60.

**Observação:** A teoria de se associar o funcionamento de uma viga de concreto a uma treliça é devido a RITTER e MORSCH. Se do ponto de vista fenomenológico qualitativo ele é correto, quando passamos a medir a analogia vemos as seguintes divergências:

- a. As tensões nos estribos são sempre menores que as calculadas pela treliça clássica;
- b. As tensões de compressão em direções inclinadas de  $45^\circ$  diferem das tensões calculadas pela treliça clássica;
- c. As fissuras inclinam-se a menos de  $45^\circ$ ;
- d. O banzo superior comprimido é inclinado e não horizontal.

**Passemos agora a calcular os estribos de uma viga através de um roteiro de cálculo.**

**ROTEIRO DE CÁLCULO:**

a. Porcentagem de armadura  $\rho_L$  a  $2 \cdot h$  do apoio.

$$\rho_L \% = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100 \quad (4) \quad A_s \text{ (a } 2 \cdot h \text{ do apoio)}$$

**h = altura da viga**

b. Cálculo do coeficiente  $\psi_1$

$$\rho_L \text{ em \% } \begin{cases} \psi_1 = 1 & \text{se } \rho_L > 1,5 \% \\ \psi_1 = 0,5 + 0,33 \cdot \rho_L & \text{se } \rho_L \leq 1,5 \% \end{cases}$$

c. Cálculo de  $\tau_c$  (5)

$$\tau_c = 0,455 \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

d. Cálculo da tensão de cálculo  $\tau_{wd}$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} = \frac{1,4V}{b_w d} \begin{cases} b_w \text{ (cm)} - \text{largura da viga} \\ d \text{ (cm)} - \text{altura útil da viga} \\ V \text{ (kgf)} - \text{carga de serviço} \end{cases}$$

Limites dados pela norma:

$$\tau_{wd} \begin{cases} 0,25 f_{cd} & f_{ck} = 150 \Rightarrow \tau_{wd} < 26,75 \text{ kgf/cm}^2 \\ 45 \text{ kgf/cm}^2 & f_{ck} = 180 \Rightarrow \tau_{wd} < 32,14 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

e. Cálculo de  $\tau_d$

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c$$

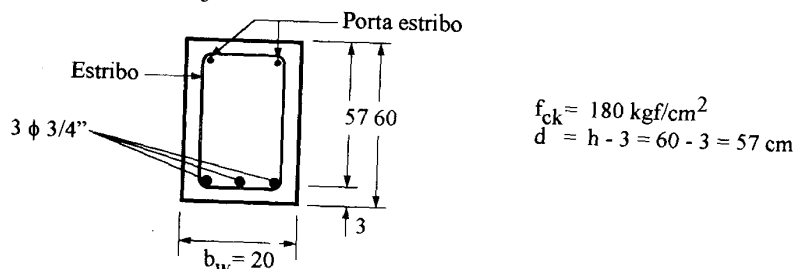
f. Cálculo da armadura transversal:

$$\begin{matrix} \text{CA 50} \\ \text{e} \\ \text{CA 60} \end{matrix} \begin{cases} \frac{A_{sw}}{S} = 0,02556 \cdot b_w \cdot \tau_d \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \\ \left( \frac{A_{sw}}{S} \right)_{\text{minimo}} = 0,14 \cdot b_w \quad \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{matrix} \text{CA 25} \end{matrix} \begin{cases} \frac{A_{sw}}{S} = 0,04792 \cdot b_w \cdot \tau_d \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \\ \left( \frac{A_{sw}}{S} \right)_{\text{minimo}} = 0,25 \cdot b_w \quad \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \end{cases}$$

Conhecido o roteiro de cálculo vamos aplicá-lo em um exemplo prático.

Seja um trecho de viga, onde para vencer a flexão, existe armadura tracionada ( $A_s = 3 \phi 3/4'' = 8,55 \text{ cm}^2$ ), a força cortante máxima seja de 15 tf, e demais detalhes indicados no desenho.



**1. Calculemos inicialmente a porcentagem de armadura  $\rho_L$  que deve ser colocada até a distância  $2 \cdot h$  do apoio:**

<sup>4</sup> Como o próprio nome indica, e a fórmula mostra p, é a relação porcentual entre a armadura a  $2 \cdot h$  do apoio, e a seção útil de concreto (b, d).

<sup>5</sup> é a parcela da tensão de cisalhamento que a armadura longitudinal absorve.

$$\rho_L = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100 = \frac{8,55}{20 \cdot 57} \cdot 100 = 0,75\%$$

2. Calculemos agora a grandeza  $\psi_1$ , que será:

$$\psi_1 = 1 \quad \text{se } \rho_L > 1,5 \%$$

$$\psi_1 = 0,5 + 0,33 \rho_L \quad \text{se } \rho_L \leq 1,5 \%$$

No nosso caso  $\psi_1 = 0,5 + 0,33 \cdot 0,75 = 0,75$ .

3. Calculemos agora  $\tau_c$ :

$$\tau_c = 0,455 \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,455 \cdot 0,75 \cdot \sqrt{180} = 4,58 \text{ kgf/cm}^2$$

4. Calculemos agora a tensão de cálculo de cisalhamento:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} = \frac{1,4V}{b_w d} = \frac{1,4 \cdot 15.000}{20 \cdot 57} = 18,42 \text{ kgf/cm}^2$$

Onde V é a carga de serviço.

A norma brasileira exige<sup>6</sup>

$$\tau_{wd} \text{ seja menor que } \begin{cases} 0,25 f_{cd} \\ 45 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

Para os concretos a seguir  $\tau_{wd}$  será:

$$f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \tau_{wd} < 26,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \tau_{wd} < 32,14 \text{ kgf/cm}^2$$

5. Cálculo de  $\tau_d$ :  $\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c$

No nosso caso:  $\tau_d = 1,15 \cdot 18,42 - 4,5 = 16,60 \text{ kgf/cm}^2$

6. Armação:

A seção de armadura por metro  $\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$  será:

$$\frac{A_{sw}}{S} = k_1 \cdot b_w \cdot \tau_d \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \quad \begin{cases} \text{CA 25} & k_1 = 0,04792 \\ \text{e} & \\ \text{CA 50} & k_1 = 0,02556 \end{cases}$$

Observamos que há limites mínimos:

$$\text{CA 25} \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\text{minimo}} = 0,25 \cdot b_w$$

$$\text{CA 50} \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\text{minimo}} = 0,14 \cdot b_w$$

<sup>6</sup>  $\tau_{wd}$  é a tensão de cálculo de cisalhamento no concreto. A norma exige que ela não passe de valores limites pois a partir daí não adianta colocar estribos que a peça não resiste.