

# VIGAS-PAREDE

## 4.1- DEFINIÇÃO DE VIGA-PAREDE

- vigas biapoiadas:  $l/h < 2,0$
- vigas de dois vãos:  $l/h < 2,5$
- vigas contínuas com mais de dois vãos:  $l/h < 3,0$
- consolos são vigas curtas em balanço com  $l/h \leq 1$

Altura efetiva da viga-parede:  $h_e \leq \begin{cases} l \\ h \end{cases}$

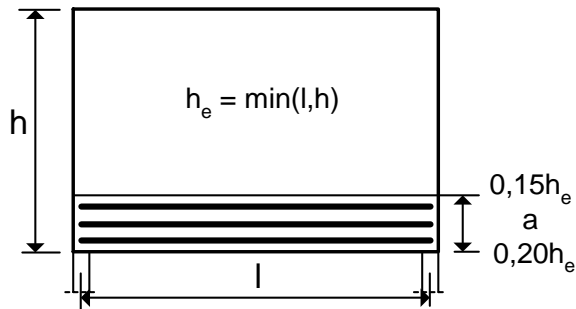
$l$  = vão de cálculo

$h$  = altura da viga-parede

## 4.2- CRITÉRIOS DE PROJETO DAS VIGAS-PAREDE DE CONCRETO ARMADO

### ▪ Armadura do banzo tracionado

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{yd}}, \text{ cm}^2$$



### Disposição da armadura em várias camadas

Viga-parede biapoiada:

$$Z = 0,15h(3 + l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2$$

$$Z = 0,6l, \text{ se } l/h \leq 1$$

Viga-parede de dois vãos:

$$Z = 0,10h(2,5 + 2l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2,5$$

$$Z = 0,45l, \text{ se } l/h \leq 1$$

Viga-parede com mais de dois vãos:

$$Z = 0,15h(2 + l/h), \text{ se } 1 < l/h < 3$$

$$Z = 0,45l, \text{ se } l/h \leq 1$$

### Armadura mínima para vigas-parede

- Para vigas-parede, o momento de fissuração é menor do que o momento de fissuração das vigas esbeltas.
- Assim, a armadura mínima é dada por

$$A_{s, \min VP} = \lambda A_{s, \min VE}$$

onde

$A_{s, \min VP}$  = armadura mínima das vigas-parede

$A_{s, \min VE}$  = armadura mínima das vigas esbeltas

$\lambda$  depende da relação  $l/h$  (vão/altura)

Tabela 4.3.1 – Armadura mínima para vigas-parede

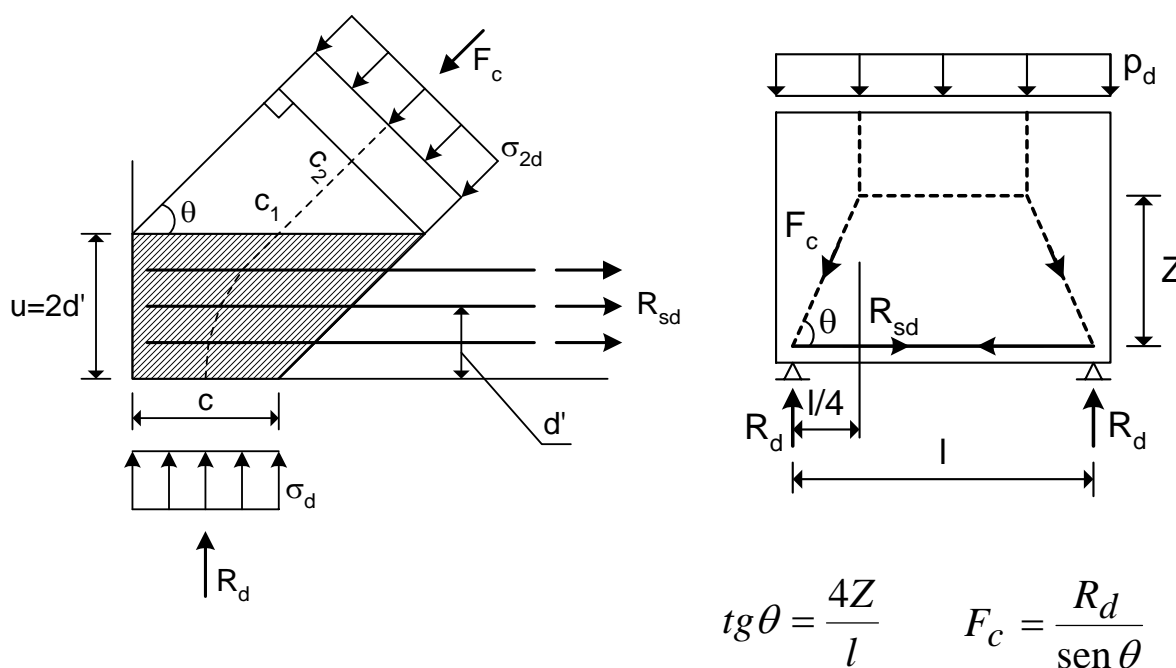
$l/h$	$\lambda$
2,0	1,00
1,5	0,90
1,25	0,75
1,0	0,55

### Observações:

1. Não usar escalonamento da armadura longitudinal.
2. Ancorar nos apoios para a força  $R_{sd} \geq 0,8A_s f_{yd}$ , ou seja,  $A_{s,cal} \geq 0,8A_s$ .
3. Usar ganchos fechados deitados nas ancoragens em apoios de extremidade.
4. Armadura de pele (em cada face lateral, na horizontal e na vertical, formando uma malha):

Área =  $0,10b \text{ cm}^2/\text{m}$ , onde  $b$  é a largura da viga-parede.

### ▪ Verificação das tensões de compressão no concreto



**Tensão no apoio:**  $\sigma_d = \frac{R_d}{bc}$ , onde  $b$  = largura da viga-parede

**Tensão na biela inclinada:**  $\sigma_{2d} = \frac{R_d}{b(c + u \cot g\theta) \sin^2 \theta}$

**Tensão limite:**  $f_{cdr} = 0,60 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} = 0,60 \alpha_v f_{cd}$ ,  
com  $f_{ck}$  em MPa.

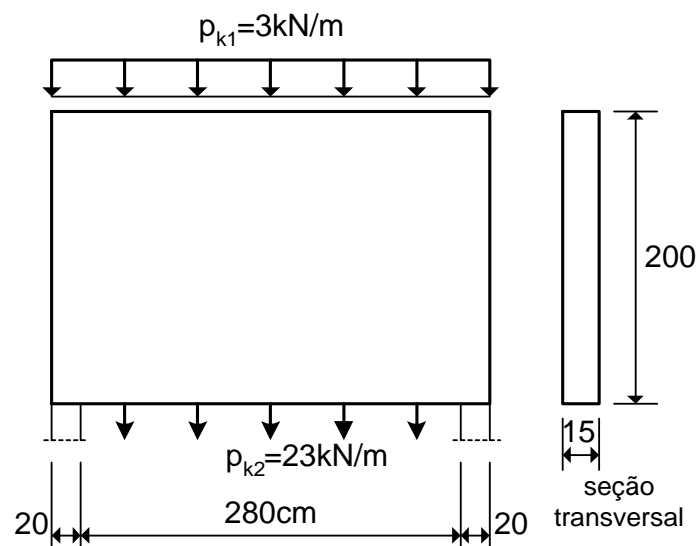
**Verificação:**

se  $u \geq c \cot g\theta \Rightarrow \sigma_d \leq f_{cdr}$

se  $u < c \cot g\theta \Rightarrow \sigma_{2d} \leq f_{cdr}$

Maiores detalhes e exemplos numéricos: ver Curso de Concreto Armado, Volume 4, Capítulo 4.

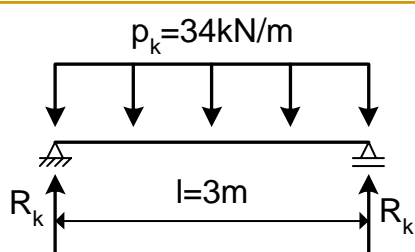
**EXEMPLO**



**A) Cargas e esforços solicitantes**

Peso próprio:  $p_{k3} = 25 \times 0,15 \times 2 = 7,5 \text{ kN/m}$

Carga total:  $p_k = p_{k1} + p_{k2} + p_{k3} \cong 34 \text{ kN/m}$



$$M_k = \frac{p_k l^2}{8} = \frac{34 \times 3^2}{8} \Rightarrow M_k = 38 \text{ kNm}$$

$$R_k = \frac{p_k l}{2} = \frac{34 \times 3}{2} \Rightarrow R_k = 51 \text{ kN}$$

$$l/h = 3/2 = 1,5 < 2 \rightarrow \text{viga-parede.}$$

## B) Armadura longitudinal

Aço CA-50:  $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$  Concreto  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

$$M_d = 1,4M_k = 1,4 \times 38 \Rightarrow M_d = 53,2 \text{ kNm}$$

$$Z = 0,15h \left( 3 + \frac{l}{h} \right) = 0,15 \times 2 \left( 3 + \frac{3}{2} \right) \Rightarrow Z = 1,35 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{yd}} = \frac{53,2}{1,35 \times 43,48} \Rightarrow A_s = 0,91 \text{ cm}^2 \quad (\text{Calculada})$$

Armadura mínima para vigas esbeltas:

$$A_{s, \min VE} = \frac{0,15}{100} \times 15 \times 200 = 4,50 \text{ cm}^2$$

Tabela 4.3.1 com  $l/h = 1,5$ :  $\lambda = 0,90$

Armadura mínima da viga-parede:

$$A_{s, \min VP} = 0,90 \times 4,50 = 4,05 \text{ cm}^2$$

Logo, deve-se adotar a armadura mínima.

Tabela A3.2 do Volume 2:  $4\phi 12,5 \rightarrow A_{se} = 4,91 \text{ cm}^2$ . (disposta em duas camadas).

### C) Tensão nos apoios

$$R_d = 1,4R_k = 1,4 \times 51 \Rightarrow R_d = 71,4 \text{ kN}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4Z}{l} = \frac{4 \times 1,35}{3} = 1,8 \rightarrow \theta \cong 61^\circ$$

Cobrimento de 2,5 cm e estribos de 5mm  $\rightarrow d' = 5,25 \text{ cm}$  (a armadura do banzo será disposta em duas camadas).

Altura do nó de apoio:  $u = 2d' = 10,5 \text{ cm}$ .

Como  $u = 10,5 \text{ cm}$  é menor que  $c \cot g \theta = 11,1 \text{ cm}$ , deve-se garantir que  $\sigma_{2d} \leq f_{cdr}$ .

$$\sigma_{2d} = \frac{R_d}{b(c + u \cot g \theta) \operatorname{sen}^2 \theta} = \frac{71,4}{15 \left( 20 + 10,5 \times \frac{1}{1,8} \right) 0,874^2}$$

Logo,  $\sigma_{2d} = 0,24 \text{ kN/cm}^2$  ( $\sigma_{2d} = 2,4 \text{ MPa}$ ).

$$\sigma_{2d} < f_{cdr} = 7,9 \text{ OK!}$$

### D) Ancoragem da armadura de flexão

Tabela A3.4 (Volume 2):  $0,7l_b = 38 \text{ cm}$  (com gancho).

$$A_{s,cal} = 0,8A_s = 0,8 \times 0,91 \Rightarrow A_{s,cal} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Concreto  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

$$l_{b,nec} = 0,7l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} = 38 \times \frac{0,73}{4,91} \Rightarrow l_{b,nec} \cong 5,6 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} R + 5,5\phi = 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo,  $l_{b,nec} = 10 \text{ cm}$ .

Largura dos pilares = 20 cm  $\rightarrow l_{b,disp} = 17 \text{ cm OK!}$

### E) Armadura de suspensão

$$p_d = 1,4 p_{k2} = 1,4 \times 23 \Rightarrow p_d = 32,2 \text{ kN/m}$$

$$A_s = \frac{p_d}{f_{yd}} = \frac{32,2}{43,48} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 0,37 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ em cada face.}$$

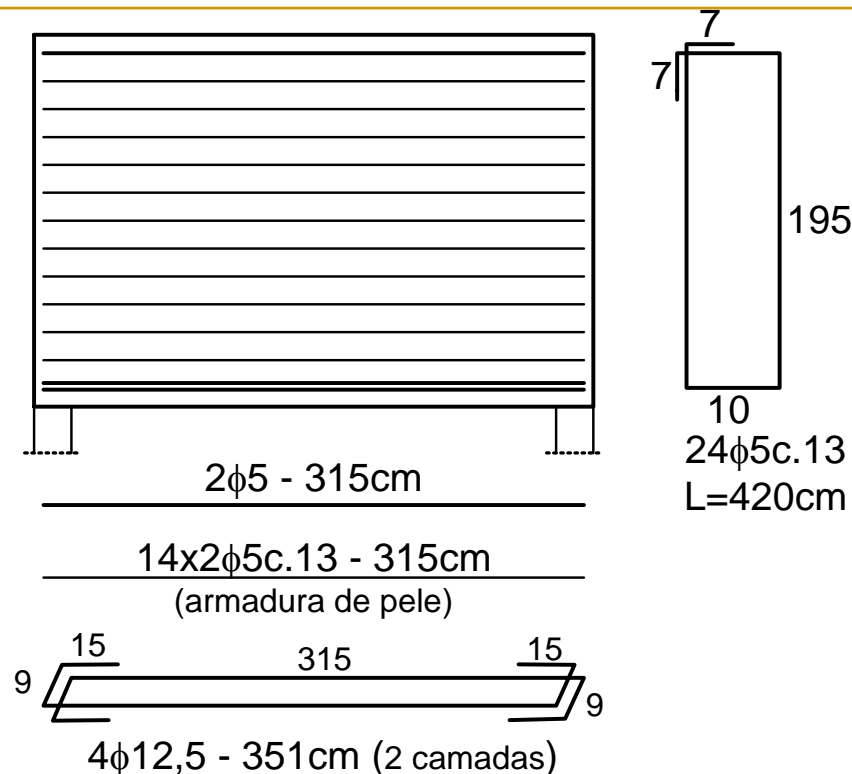
### F) Armadura de pele

$$A_{s,p} = 0,10b = 0,10 \times 15 \Rightarrow A_{s,p} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ em cada face}$$

Como a armadura de suspensão é menor do que a armadura de pele, deve-se adotar a armadura de pele tanto na vertical quanto na horizontal.

Tabela A3.1 do Volume 2:  $\phi 5c.13cm$ .

O restante do detalhamento das armaduras é feito com o auxílio das tabelas A3.5 e A3.7 do Volume 2.



### Detalhamento das armaduras