



# Curso Online

## PROJETO DE EDIFICOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Prof. Esp. Rangel Costa Lage

[www.efct-cursos.com.br](http://www.efct-cursos.com.br)

AULA 04

---

# **Dimensionamento de Elementos:**

## **Flexão Simples - ELU**

---

# FLEXÃO SIMPLES

**Elementos onde ocorre:**

---

- **Vigas**
- **Vergas**
- **Muros (vento)**
- **Muros de arrimo**
- **Paredes de reservatório pouco comprimidos**

## FLEXÃO SIMPLES

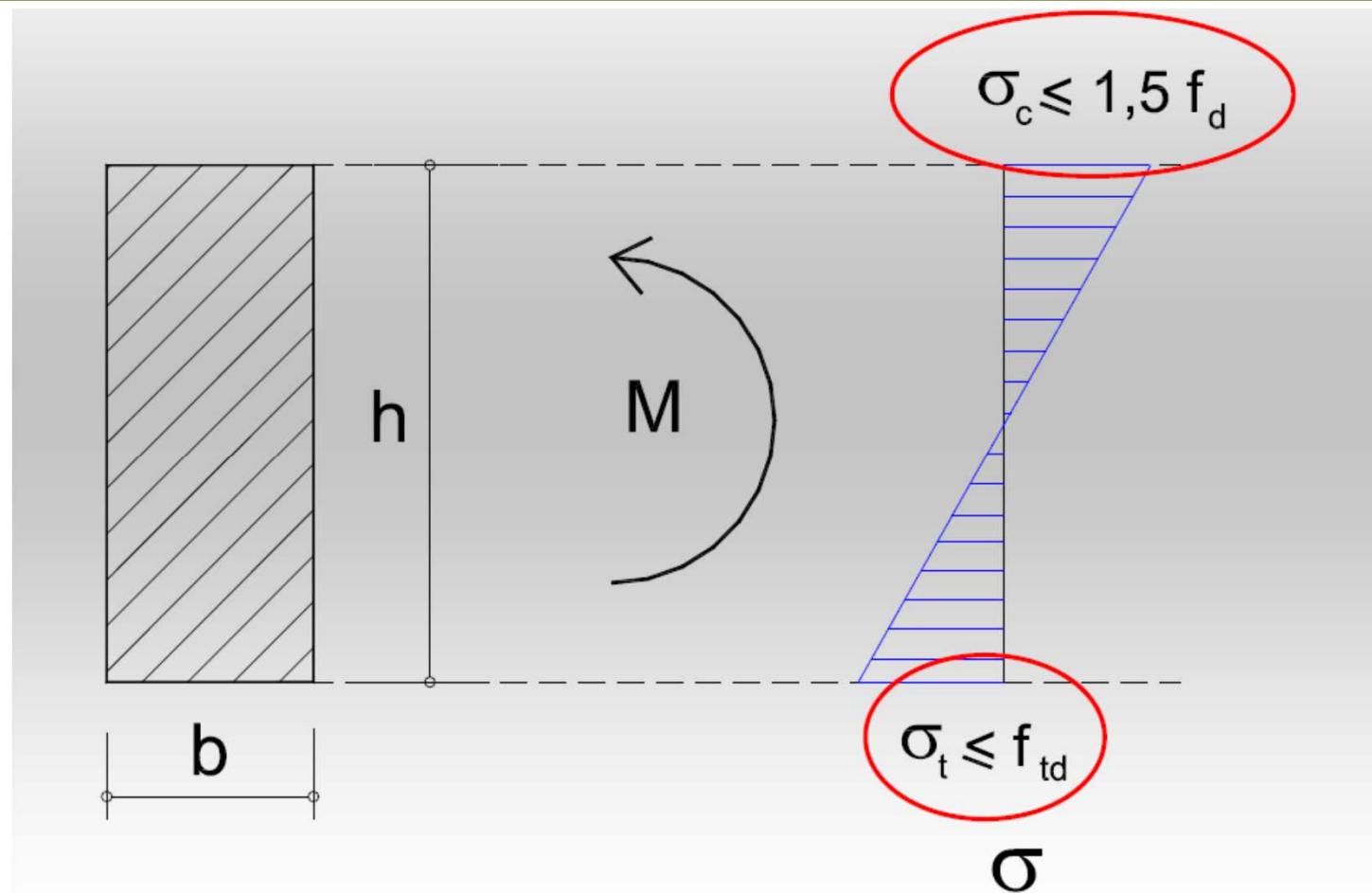
### Alvenaria não armada

---

- Máxima tensão de tração =  $f_{tk} / Y_m$
- Max. tensão de compressão =  $1,5 f_k / Y_m$  ( flexão)
- Seções no Estádio I (alv. não fissurada e comp. elástico-linear)

# FLEXÃO SIMPLES

## Alvenaria não armada



A resistência de compressão na flexão é admitida 50% maior que a de compressão simples

# FLEXÃO SIMPLES

## Alvenaria armada

---

- Armaduras tem mesma deformação que alvenaria
- Máxima tensão de compressão =  $f_k / Y_m$
- Tensão de compressão na flexão representada por diagrama retangular (Estádio III)
- Na flexão e flexo-compressão encurtamento na alvenaria  $\leq 0,35\%$
- Resistência à tração igual a zero
- Alongamento no aço  $\leq 1,00\%$

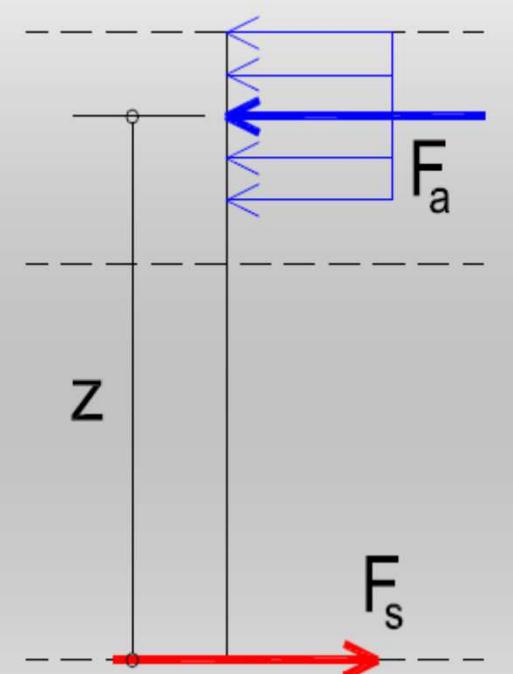
# FLEXÃO SIMPLES

## Seção retangular (armadura simples)

$$M_{Rd} = A_s f_s z$$

$$z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s f_s}{b d f_d} \right) \leq 0,95 d$$

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2$$



$f_s = 0,5 f_yd = 0,5 f_yk / Y_s$

Momentos resistentes de cálculo consideravelmente inferiores aos realmente existentes.

## FLEXÃO SIMPLES

### Seção retangular (**armadura simples**)

---

No estado limite último admite-se estádio III e são feitas as seguintes hipóteses:

- As tensões são proporcionais às deformações.
- As seções permanecem planas depois da deformação.
- Os módulos de deformação são constantes.
- Há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria.
- Máxima deformação na alvenaria igual a 0,35%.
- A alvenaria não resiste à tração, sendo esse esforço resistido apenas pelo aço.
- A tensão no aço é limitada a 50% da tensão de escoamento.

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

**As armaduras das vergas devem sempre ser dimensionadas.**

**Na contra-verga, a armadura é construtiva, geralmente uma barra de 10 mm ou treliça tipo TR (treliça espacial).**

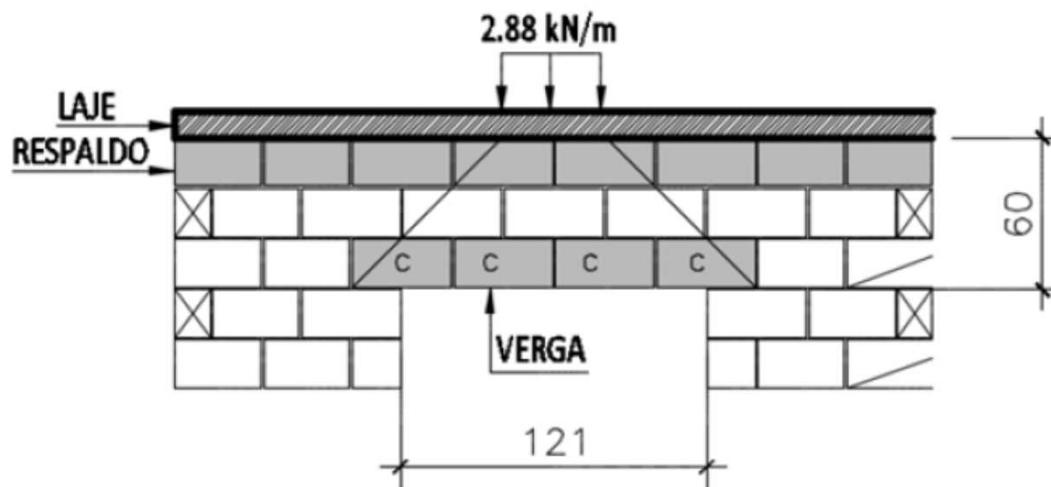
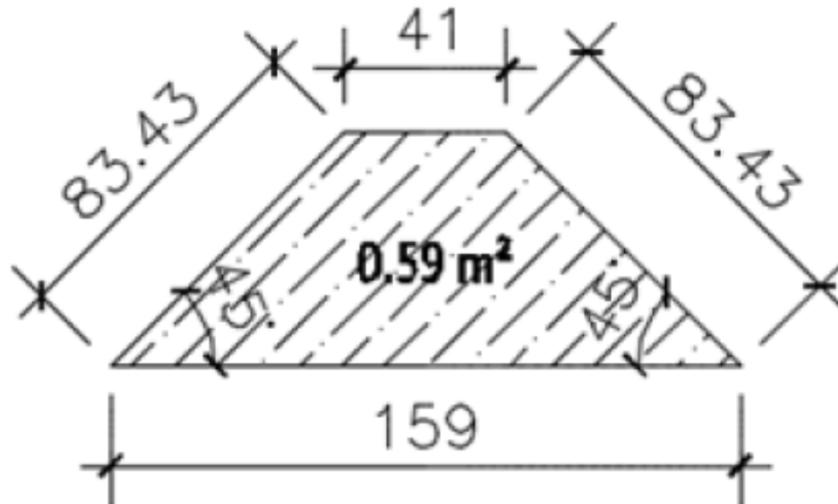


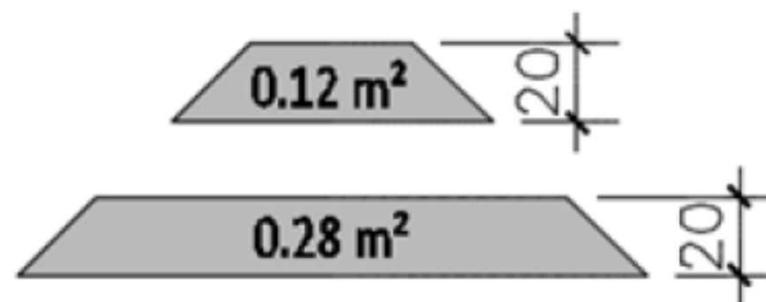
Figura 7.1.1 - Representação da verga a ser calculada.

# FLEXÃO SIMPLES - ELU VERGAS

---



**Figura 7.1.2 - Área para cálculo do peso próprio de alvenaria.**



**Figura 7.1.3 - Área para cálculo do peso do graute.**

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

### Dados

$$\text{Vão efetivo } l_{v\tilde{a}o} = 1,21 + 0,095 + 0,095 = 1,40 \text{ m ;}$$

$$b = 14 \text{ cm ; } d = 15 \text{ cm ;}$$

### Carregamento atuante

$$\text{Reação de laje: } (2,88kN/m \times 0,41m) \div 1,59m = 0,74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso próprio de alvenaria: } (0,59m^2 \times 0,14m \times 15kN/m^3) \div 1,59 = 0,78 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso do graute: } (0,40m^2 \times 0,14m \times 15kN/m^3) \div 1,59 = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total: } q = 0,74 + 0,78 + 0,53 \cong 2,0 \text{ kN/m}$$

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

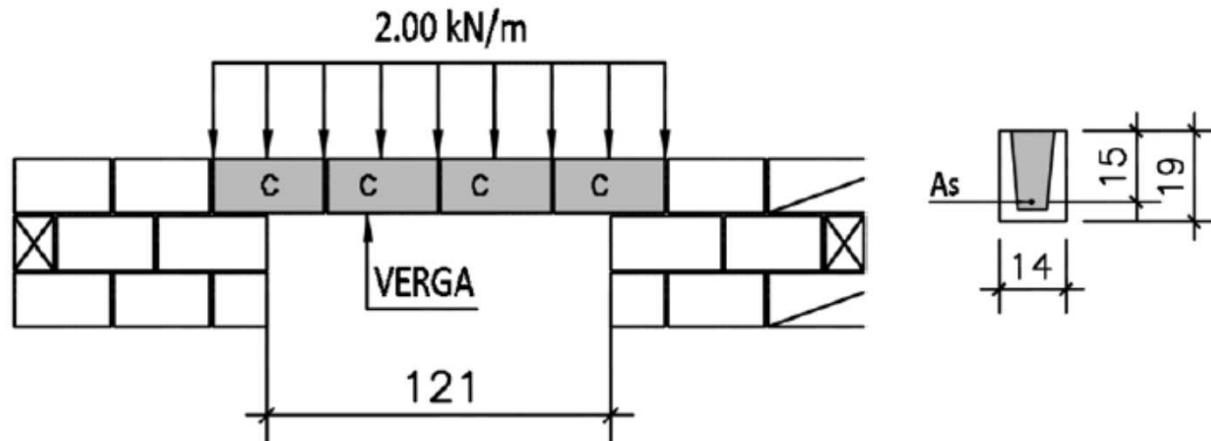


Figura 7.1.4 - Carga total da verga.

### Cálculo dos esforços

Momento fletor:

$$M_d = \gamma_f \times \frac{q \times l_{v\ddot{o}}^2}{8}$$

$$M_d = 1,4 \times \frac{2,0 \times 1,40^2}{8} = 0,686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

Resistência do prisma:

O bloco utilizado possui  $f_{bk} = 4,0 \text{ MPa}$ , e a relação do prisma foi obtido da Tabela 7.1.1.

$$f_{pk}/f_{bk} = 0,80 \quad \text{e} \quad f_{pk}^*/f_{pk} = 2,0$$

$$f_{pk} = 0,8 \times f_{bk} = 0,8 \times 4,0 = 3,20 \text{ MPa}$$

$$f_{pk}^* = 2,0 \times f_{pk} = 2,0 \times 3,2 = 6,40 \text{ MPa}$$

Resistência da parede:

$$f_k/f_{pk}^* = 0,70$$

$$f_k = 0,70 \times 6,40 = 4,48 \text{ MPa}$$

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

**Tabela 7.1.1 - Valor do prisma para blocos de concreto classe A, B e C (ABNT NBR 6136/2005).**

| MPa, área bruta |       |          |                   |          |                     |            |
|-----------------|-------|----------|-------------------|----------|---------------------|------------|
| $f_{bk}$        | $f_a$ | $f_{gk}$ | $f_{pk} / f_{bk}$ | $f_{pk}$ | $f_{pk}^* / f_{bk}$ | $f_{pk}^*$ |
| 3,0             | 4,0   | 15,0     | 0,80              | 2,40     | 2,00                | 4,80       |
| 4,0             | 4,0   | 15,0     | 0,80              | 3,20     | 2,00                | 6,40       |
| 6,0             | 6,0   | 15,0     | 0,80              | 4,80     | 1,75                | 8,40       |
| 8,0             | 6,0   | 20,0     | 0,80              | 6,40     | 1,75                | 11,20      |
| 10,0            | 8,0   | 20,0     | 0,75              | 7,50     | 1,75                | 13,13      |
| 12,0            | 8,0   | 25,0     | 0,75              | 9,00     | 1,60                | 14,40      |
| 14,0            | 12,0  | 25,0     | 0,70              | 9,80     | 1,60                | 15,68      |
| 16,0            | 12,0  | 30,0     | 0,70              | 11,20    | 1,60                | 17,92      |
| 18,0            | 14,0  | 30,0     | 0,70              | 12,60    | 1,60                | 20,16      |
| 20,0            | 14,0  | 30,0     | 0,70              | 14,00    | 1,60                | 22,40      |

Em que:

$f_a$  = resistência média à compressão da argamassa;

$f_{bk}$  = resistência característica à compressão do bloco;

$f_{gk}$  = resistência característica à compressão do graute;

$f_{pk}$  = resistência característica à compressão do prisma oco;

$f_{pk}^*$  = resistência característica à compressão do prisma cheio.

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

Seção balanceada:

$$x/d = 0,628$$

$$x_{34} = 0,628 \times 15 = 9,4 \text{ cm} ;$$

Momento máximo de seções retangulares com armadura simples (condição de ductilidade):

$$M_{d,\max} = 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 ;$$

$$M_{d,\max} = 0,4 \cdot \left(4480/2,0\right) \cdot 0,14 \cdot 0,15^2$$

$$M_{d,\max} = 2,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificação:

$$M_d < M_{d,\max} ; 0,686 < 2,82$$

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

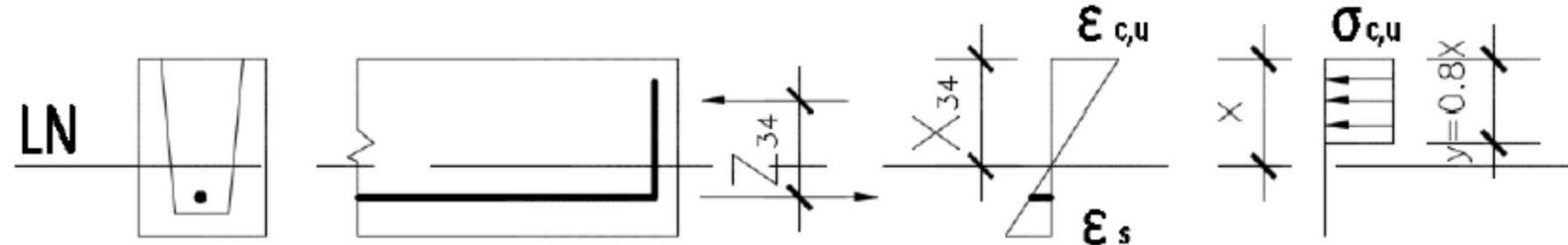
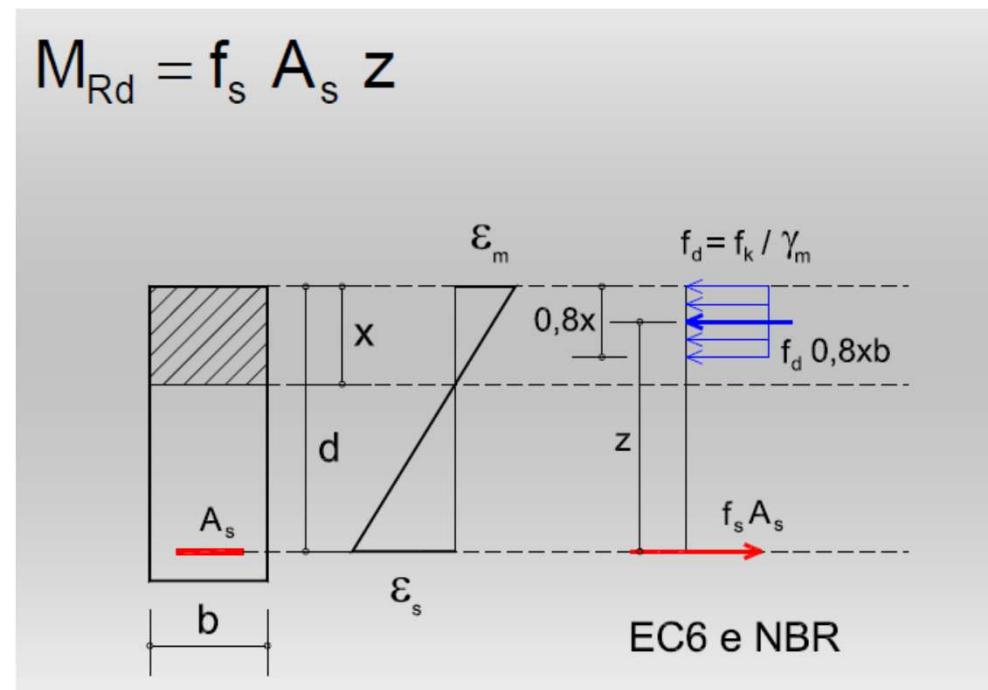


Figura 7.1.5 - Braço de alavanca e diagrama tensão-deformação.



# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

### a) Cálculo da armadura:

- Altura da Linha Neutra

$$M_d = f_d \cdot 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \left( d - \frac{y}{2} \right)$$

$$0,686 = \frac{4480}{2,0} \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,14 \cdot \left( 0,15 - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$$

$$x = 0,019 \text{ m}$$

- Braço de alavanca

$$z = \left( d - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$$

$$z = \left( 0,15 - \frac{0,8 \cdot 0,019}{2} \right) = 0,142 \text{ m}$$

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

- Armadura calculada

$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot z}$$

$$A_{s,calc} = \frac{0,686}{0,50 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 0,142} = 0,22 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,10\% \cdot b \cdot d$$

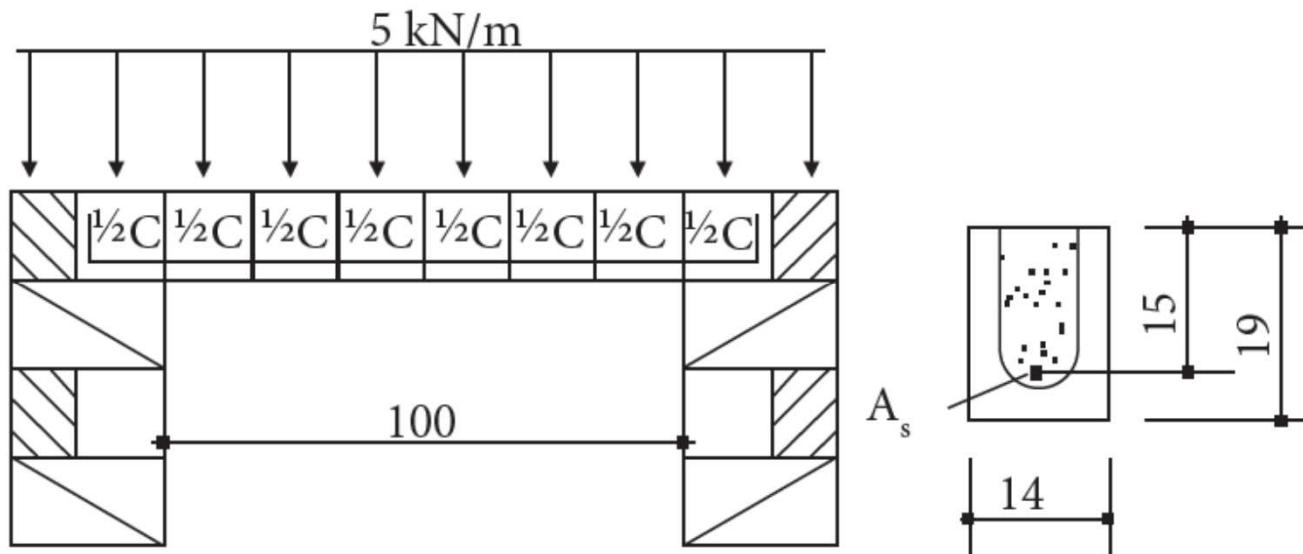
$$A_{s,min} = 0,10\% \cdot 14 \cdot 15 = 0,22 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: **1 Ø 6,3 mm**

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

**Dimensione a verga abaixo considerando blocos de concreto de 4,0 MPa.**



# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

- Vão efetivo =  $1,0 + 0,095 + 0,095 = 1,2$  m;
- $M_d = 1,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ;
- $b = 14 \text{ cm}; d = 15 \text{ cm}$ ;
- Aço CA 50  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ;
- $f_{pk} = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 4,0 = 6,40 \text{ MPa}$  (canaleta totalmente grauteada, considerando 60% de eficiência do grauteamento);
- $f_k = 0,7 \cdot 6,40 = 14,48 \text{ MPa}$ ;
- Seção balanceada:  $x / d = 0,628$ ;
- $x_{34} = 9,4 \text{ cm}$ ;
- $z_{34} = 11,2 \text{ cm}$ ;

# FLEXÃO SIMPLES - ELU

## VERGAS

---

- $M_{d,max} = f_d \cdot 0,8x \cdot b \cdot z = 4480 / 2,0 \cdot 0,8 \cdot 0,094 \cdot 0,14 \cdot 0,112;$   
 i.  $M_{d,max} = 2,64 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1,26 \rightarrow \text{seção subarmada OK};$
- $M_d = (f_d \cdot 0,8x \cdot b)(d - 0,4x) \rightarrow 1,26 = (4480 / 2,0 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,14)$   
 $(0,15 - 0,4x);$   
 $\rightarrow x = 0,038;$
- $z = 0,135;$
- $A_s = 1,26 / [(50\% \cdot 50 / 1,15) \cdot 0,135] = 0,43 \text{ cm}^2;$
- $A_{s,min} = 0,10\% bd = 0,10\% 14 \cdot 15 = 0,22 \text{ cm}^2;$   
 $\rightarrow 1 \times \phi 8,0 \text{ mm.}$

---

# **Dimensionamento de Elementos:**

## **Cisalhamento**

---

# CISALHAMENTO

## Conceituação

---

A resistência ao cisalhamento segue o critério de resistência de Coulomb:

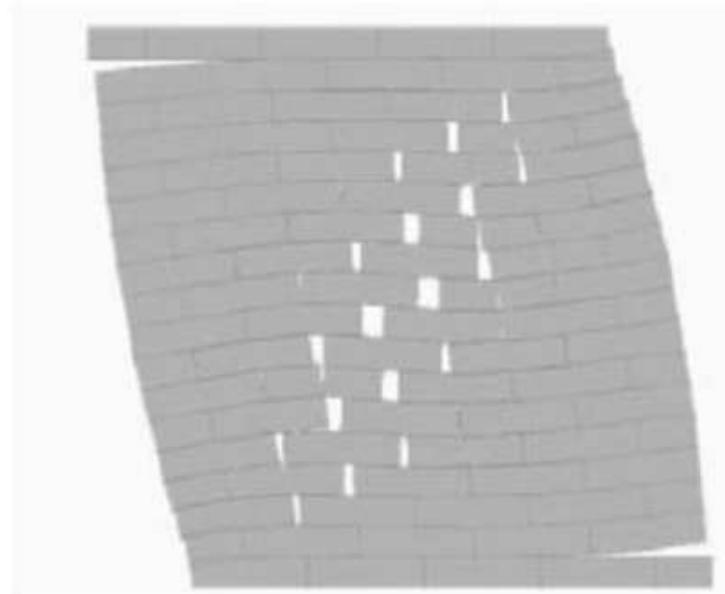
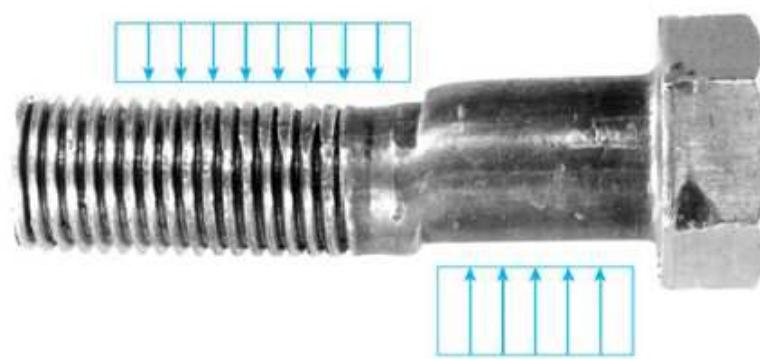
$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma$$

Existindo uma parcela inicial da resistência devida à aderência que é aumentada em função do nível de pré-compressão.

O valor da resistência ao cisalhamento é função da argamassa utilizada no projeto, pois influencia na resistência inicial  $\tau_0$ , e do nível de pré-compressão da alvenaria  $\sigma$ , no qual adota-se coeficiente de atrito  $\mu$  igual a 0,5.

# CISALHAMENTO

## Conceituação

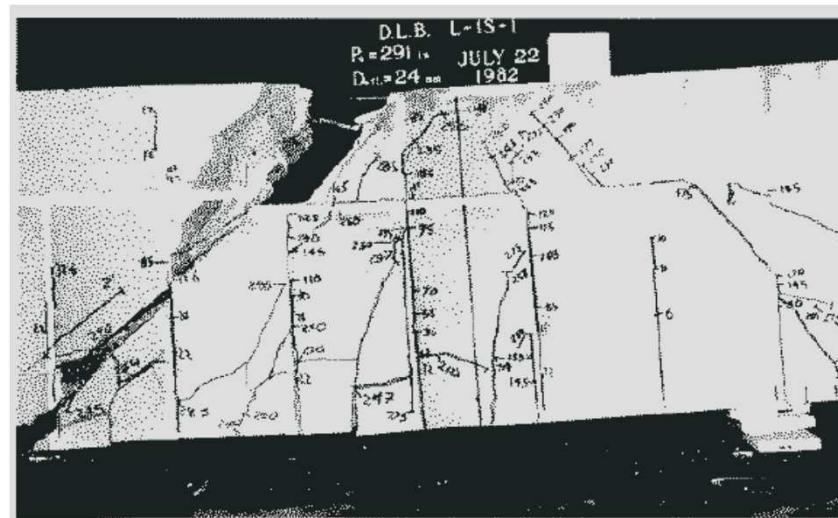


# CISALHAMENTO

## Conceituação

A ruptura por cisalhamento ocorre de maneira **frágil** e usualmente por tração da diagonal.

O deslocamento antes da ruptura é pequeno, sem aviso prévio!



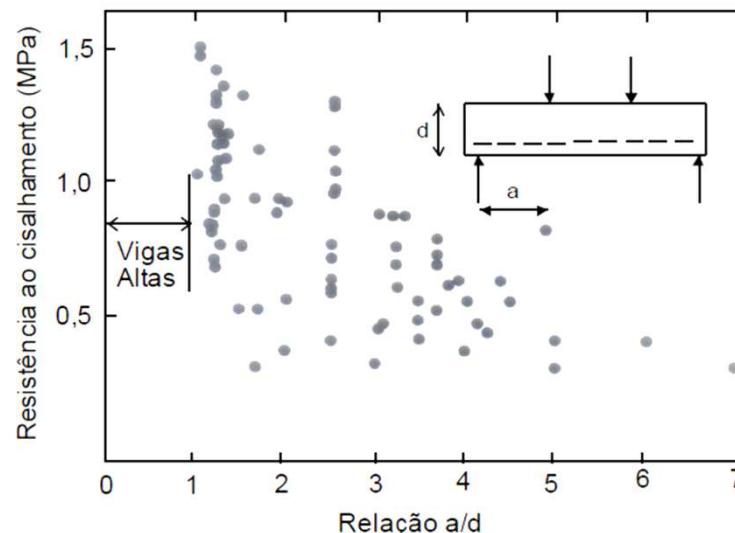
# CISALHAMENTO

## Conceituação

---

**Nos resultados de ensaios experimentais o comportamento de uma viga de alvenaria armada, com seção totalmente grauteada, é semelhante ao do concreto armado.**

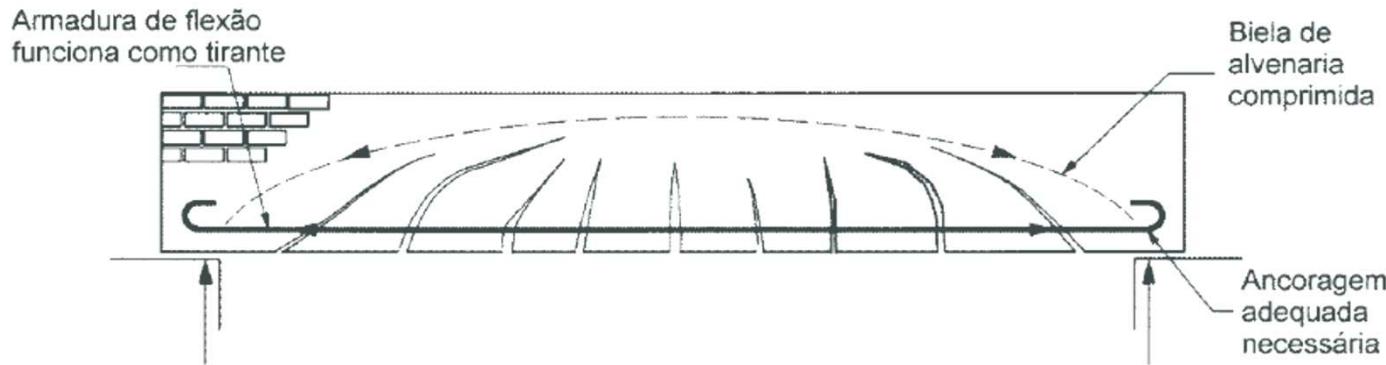
**Quanto maior for a relação entre o vão e a altura da viga, menor será a resistência à força cortante**



# CISALHAMENTO

## Conceituação

O aumento da armadura de flexão também contribui para o aumento de resistência ao esforço cortante



Em vigas de maior vão pode ocorrer o chamado efeito arco próximo aos apoios, com a armadura de flexão funcionando como um tirante e parte dos esforços encaminhando para o apoio por compressão.

# CISALHAMENTO

## Conceituação

---

**Tabela 6.5.1 - Resistência ao cisalhamento.**

| Resistência média de compressão da argamassa (MPa) |                              |                              |                              |
|--|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|  | 1,5 a 3,4                    | 3,5 a 7,0                    | Acima de 7,0                 |
| $f_{vk}$   | $0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$ | $0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$ | $0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$ |

Para a tensão de pré-compressão  $\sigma$ , considera-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficientes de segurança igual a 0,9 (ação favorável).

Quando a junta vertical for preenchida posteriormente, recomenda-se reduzir o valor da resistência de aderência inicial em 50%.

# CISALHAMENTO

## Conceituação

### Com armadura de flexão

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,70 \text{ MPa}$$

$$\rho = A_s / b d$$

$A_s$  : área da armadura de flexão

$b$  : largura da seção

$d$  : altura útil da seção

# CISALHAMENTO

## Conceituação

### Vigas bi-apoiadas

$$\left[ 2,5 - 0,25 \left( \frac{M_{\max}}{V_{\max} d} \right) \right] \geq 1$$

$f_{vk} \leq 1,75 \text{ MPa}$

$M_{\max}$  : maior momento de cálculo da viga

$V_{\max}$  : maior cortante de cálculo da viga

$d$ : altura útil da seção

# CISALHAMENTO

## Conceituação

---

### Armadura de Cisalhamento

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) s}{f_s d}$$

$V_d$  : força cortante de cálculo

$V_a$  : força cortante absorvida pela alvenaria ( $f_{vd}bd$ )

$s$  : espaçamento da armadura

$f_s$  : máxima tensão do aço ( $f_s = 0,5 f_{yd}$ )

$d$  : altura útil da seção

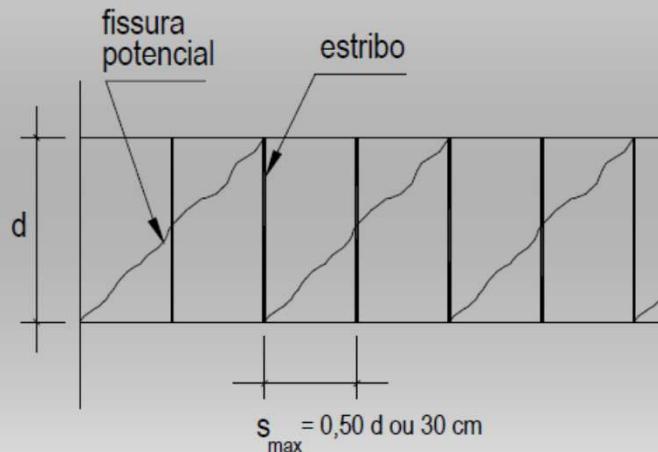
# CISALHAMENTO

## Conceituação

### Espaçamento mínimo para armaduras transversais

$$s \leq 0.5 d$$

$s \leq 30 \text{ cm (viga) ou } 60 \text{ cm (parede)}$



Armadura transversal mínima (quando necessária)

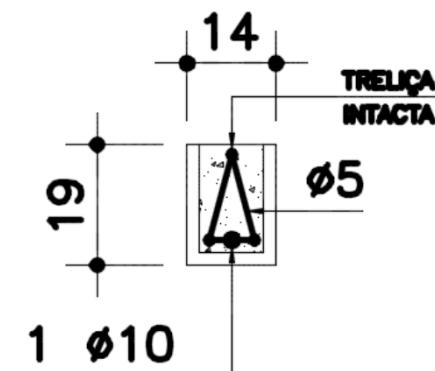
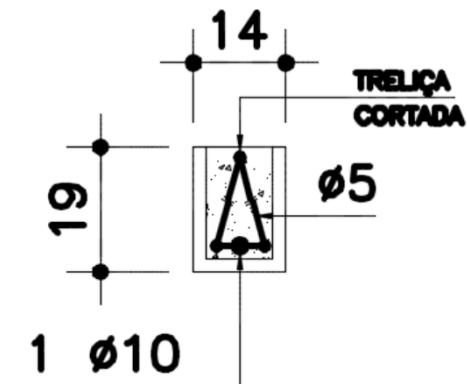
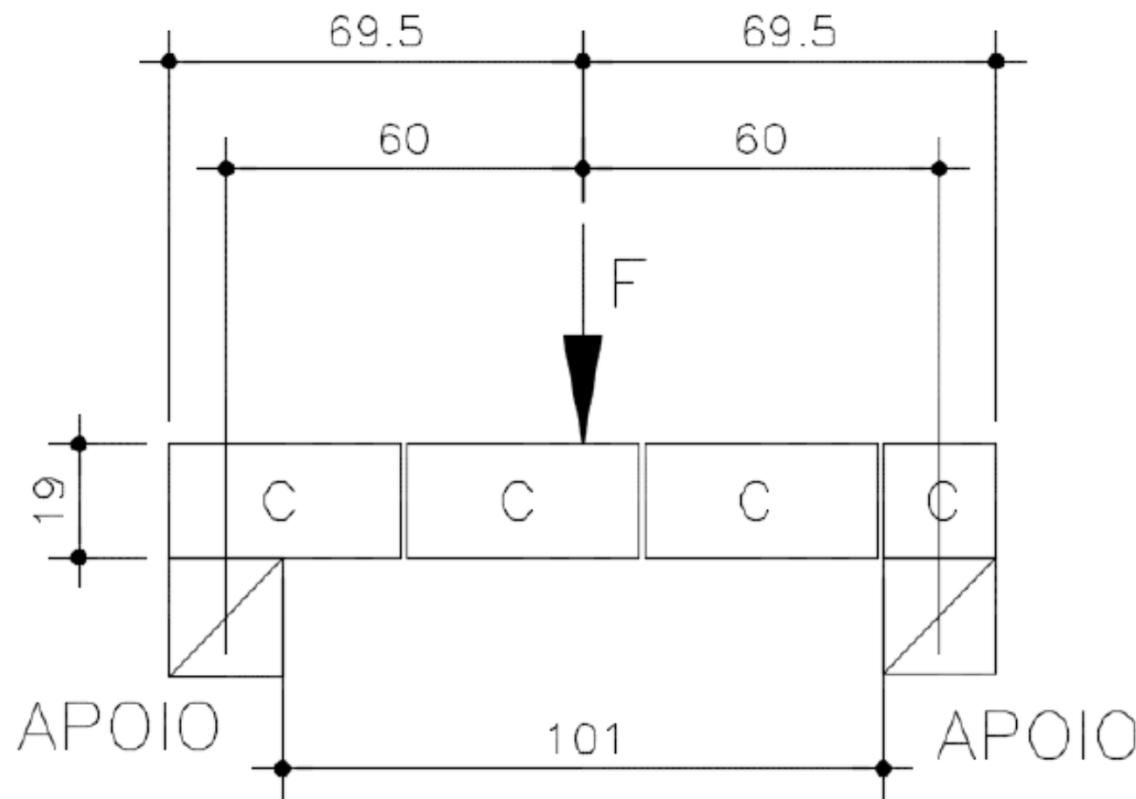
$$A_{sw, min} = 0.05\% b s$$

# CISALHAMENTO ENSAIOS UNICAMP



# CISALHAMENTO

## ENSAIOS UNICAMP



# CISALHAMENTO

## ENSAIOS UNICAMP



# CISALHAMENTO

## ENSAIOS UNICAMP



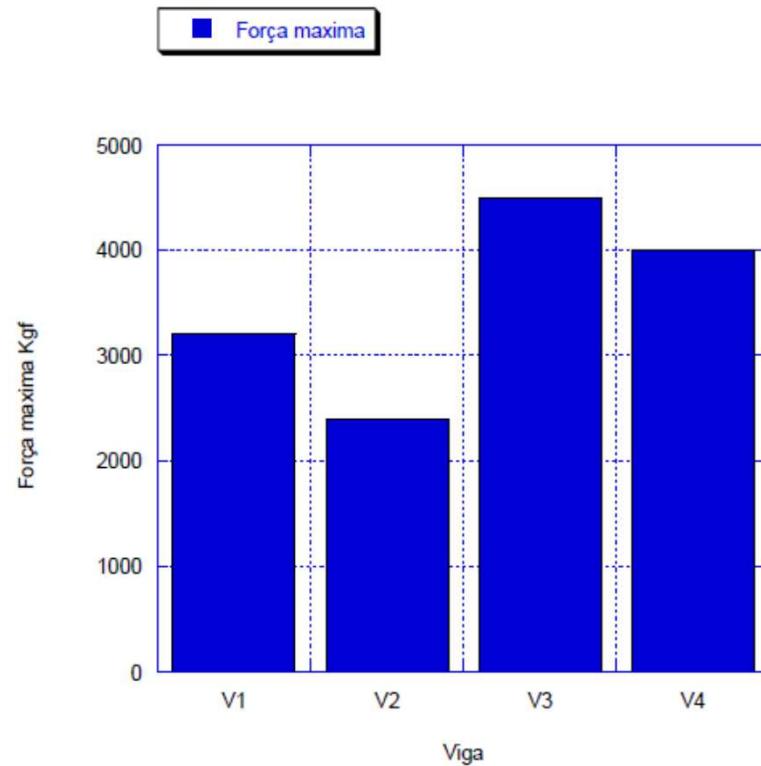
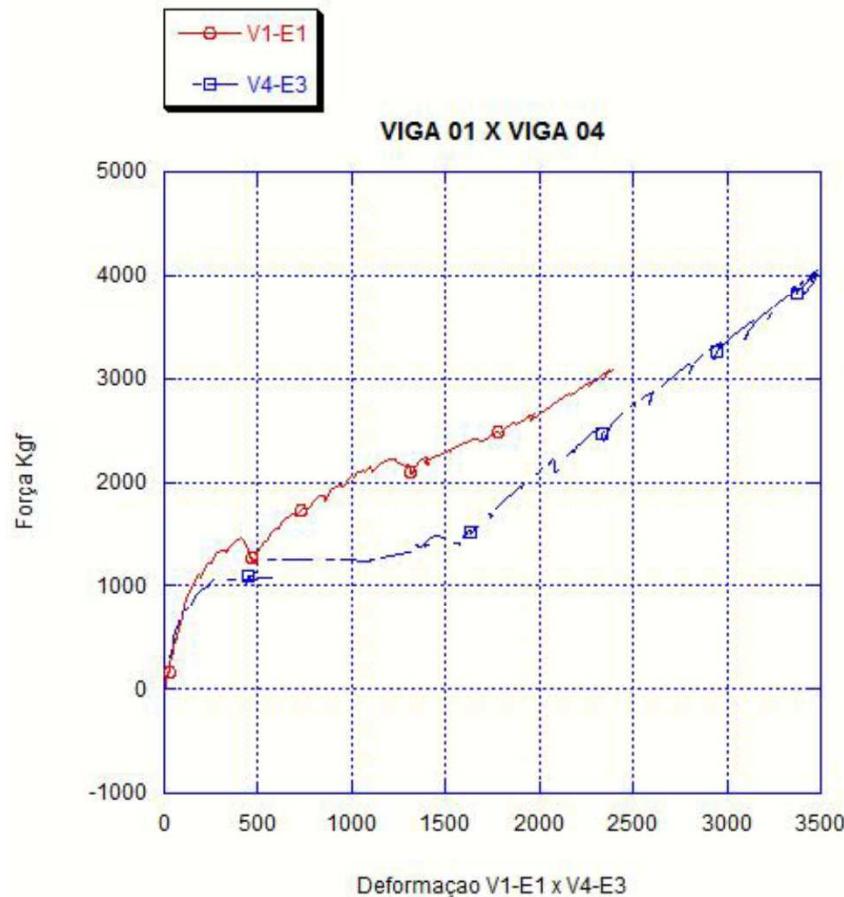
# CISALHAMENTO

## ENSAIOS UNICAMP



# CISALHAMENTO

## ENSAIOS UNICAMP



# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas

### Dados

$$\text{Vão efetivo} = 1,21 + 0,095 + 0,095 = 1,40 \text{ m};$$

$$b = 14 \text{ cm}; d = 15 \text{ cm};$$

Carregamento total (visto na Figura 7.1.4):

$$q = 0,74 + 0,78 + 0,48 = 2,0 \text{ kN/m}$$

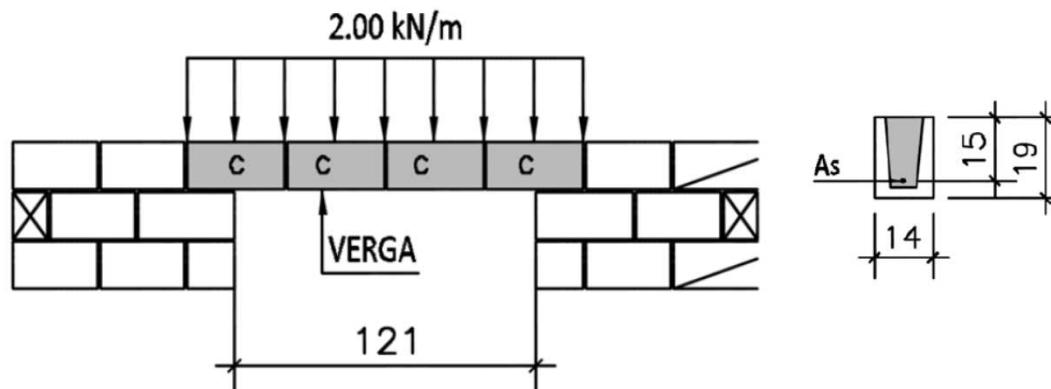


Figura 7.1.4 - Carga total da verga.

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas

---

### Calculo dos esforços

Cortante máxima característica:

$$V_{k,máx} = \frac{q \times l_{vão}}{2}$$

$$V_{k,máx} = \frac{2,0 \times 1,40}{2} = 1,40 \text{ kN}$$

Momento máximo característico:

$$M_{k,máx} = \frac{q \times l_{vão}^2}{8}$$

$$M_{k,máx} = \frac{2,0 \times 1,40^2}{8} = 0,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas

---

Resistência característica ao cisalhamento:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa}$$

onde:

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$  é a taxa geométrica de armadura;

$A_s$  é a área da armadura principal de flexão.

$$\rho = \frac{0,32}{14 \cdot 15} = 0,00152$$

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,00152$$

$$f_{vk} = 0,377 \text{ MPa} = 377 \text{ kN/m}^2$$

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas

---

Em vigas de alvenaria estrutural bi apoiadas ou em balanço, a resistência característica ao cisalhamento pode ser multiplicada pelo fator:

$$[2,5 - 0,25 \cdot M_{k,máx}/(V_{k,máx} \cdot d)]$$

$$[2,5 - 0,25 \cdot 0,49/(1,40 \cdot 0,15)] = 1,917$$

Logo,

$$f_{vk} = 1,917 \times 377 = 722,7 \text{ kN/m}^2$$

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas

---

Tensão solicitante de cisalhamento:

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 \cdot V_{k,máx}}{b \cdot d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 \cdot 1,40}{0,14 \cdot 0,15} = 93,33 \text{ kN/m}^2$$

Verificação:

$$\tau_{sd} < \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

$$93,3 < \frac{722,7}{2,0} \quad OK!$$

## CISALHAMENTO

### Dimensionamento ELU – Vergas

---

**Em casos onde esforço solicitante é maior que o resistente se faz necessário o uso de armadura de cisalhamento paralela à direção de atuação da força cortante. Tal armadura é determinada por:**

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \geq 0,05\% b \cdot s \text{ (armadura mínima)}$$

**V<sub>a</sub> = f<sub>vd</sub> · b · d : é a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria;**

**V<sub>d</sub> = 1,4 · V<sub>k,máx</sub> : é o valor da cortante de cálculo;**

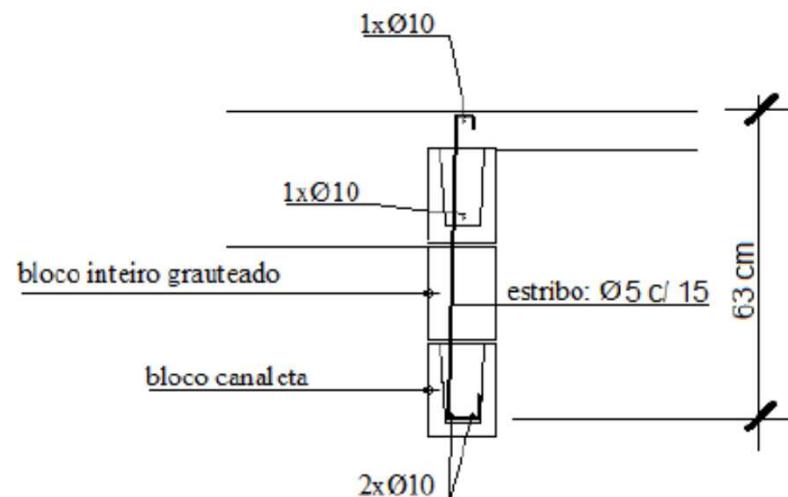
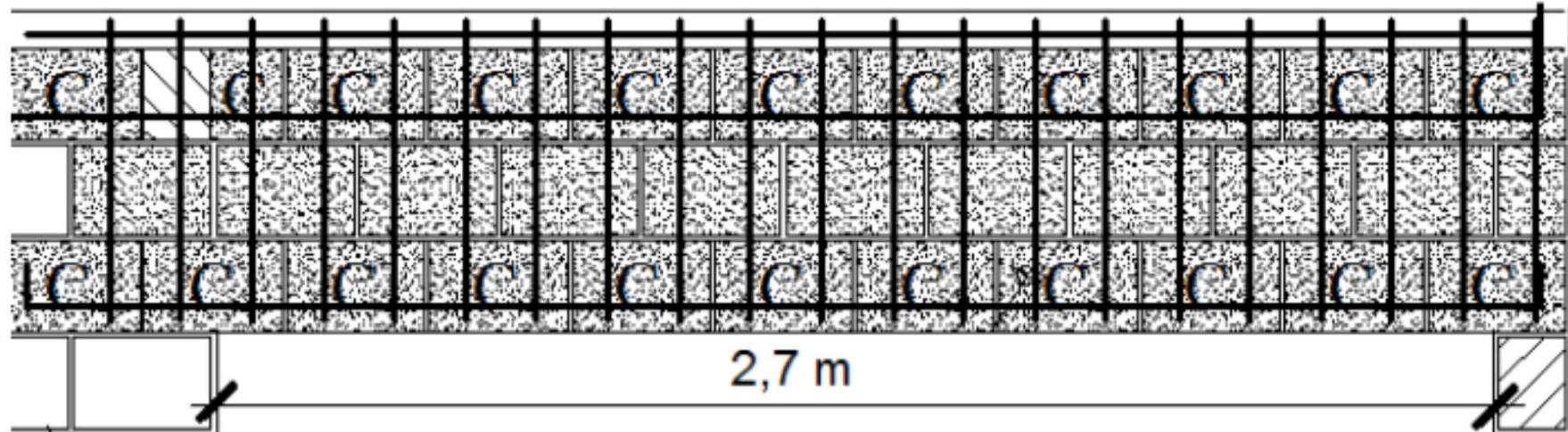
**S: é o espaçamento da armadura de cisalhamento;**

**Em nenhum caso admite-se espaçamentos maior que 50% da altura útil.**

**No caso de vigas de alvenaria esse limite não pode superar 30 cm.**

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – VIGAS



## CISALHAMENTO

### Dimensionamento ELU – VIGAS

---

**Dados:**

**Altura: 3 fiadas + laje 8cm**

**Largura: 14cm**

**Carregamento: 12 kN/m**

**Pede-se: Calculo estribos**

**Considerar estribos a cada 15cm**

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – VIGAS

---

- $A_s = 1,6 \text{ cm}^2$
- $P = 1,6 / (14 \times 63) = 0,18\%$
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \times 0,18\% = 0,38 \text{ MPa}$
- Vão teórico da viga =  $h/2$  (esquerda) + 2,7 + comprimento apoio direita =  $0,63/2 + 2,7 + 0,14/2 = 3,11\text{m}$

- Tentando viga sem armadura de cisalhamento, deve-se verificar:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{(12 \times 3,11/2) \times 10^{-3} \cdot 1,4}{0,14 \cdot 0,63} \leq \frac{0,38}{2,0}$$

0,30 ≤ 0,19

*FALSO → não passa*

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – VIGAS

---

### Armadura de cisalhamento:

- $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) s}{0,5 f_{yd} d}$ ,
- aço CA 50  $\rightarrow f_{yd} = 50/1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$
- espaçamento entre estribos de 15 cm  $\rightarrow s = 0,15$
- $V_a = f_{vd} \times bd = 0,19 \times 10^3 \times 0,14 \times 0,63 = 16,7 \text{ kN}$
- $A_{sw} = \frac{\left[ \left( 12 \times \frac{3,11}{2} \right) \cdot 1,4 - 16,7 \right]}{0,5 \times 43,5 \times 0,63} \times 0,15 = 0,10 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima  $= 0,05/100 \times 14 \times 15 = 0,105 \text{ cm}^2$

**Adotado 1x Ø5mm (0,20 cm<sup>2</sup>) c/15cm**

## CISALHAMENTO

### Dimensionamento ELU – Vergas Com cargas concentradas

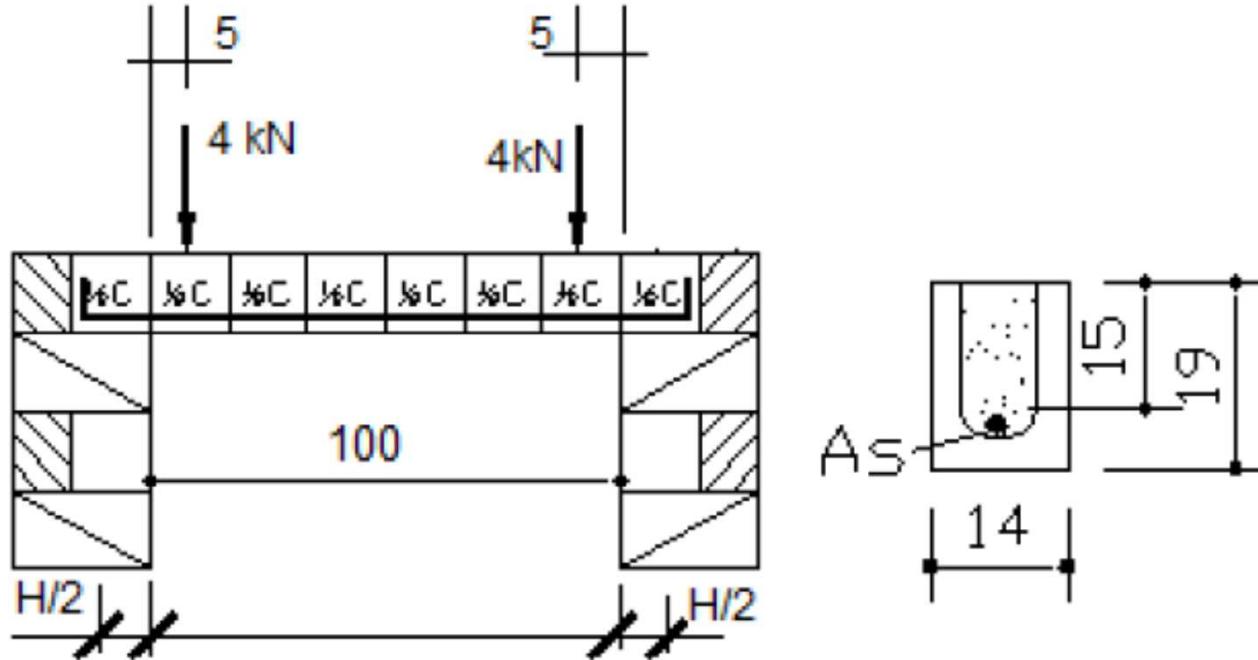
---

Caso haja **carga concentrada** próxima a apoio (distância da carga ao apoio ( $\alpha v$ )  $\leq 2d$ ) e esta seja **preponderante** (parcela da força cortante devida à carga concentrada  $\geq 70\%$  da força cortante total), pode-se aumentar o valor de  $f_{vk}$ :

Multiplicando-o pela razão  $2d/\alpha v$ .

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas Com cargas concentradas



**Verificar o cisalhamento da viga abaixo, com  $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ .**

**Duas cargas de 4 kN são aplicadas a 5 cm da face da viga. Vão teórico da viga, apoio está a uma distância  $H/2$  da face. Desprezar peso próprio.**

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – Vergas Com cargas concentradas

$$\rho = 2,0 / (14 \times 15) = 0,95\%$$

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \times 0,95\% = 0,52 \text{ MPa}$$

$$a_v = H/2 + 5 = 19/2 + 5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$f_{vk} = 2d/a_v \times f_{vk} = 2 \times 15/14,5 \times 0,52 = 1,08$$



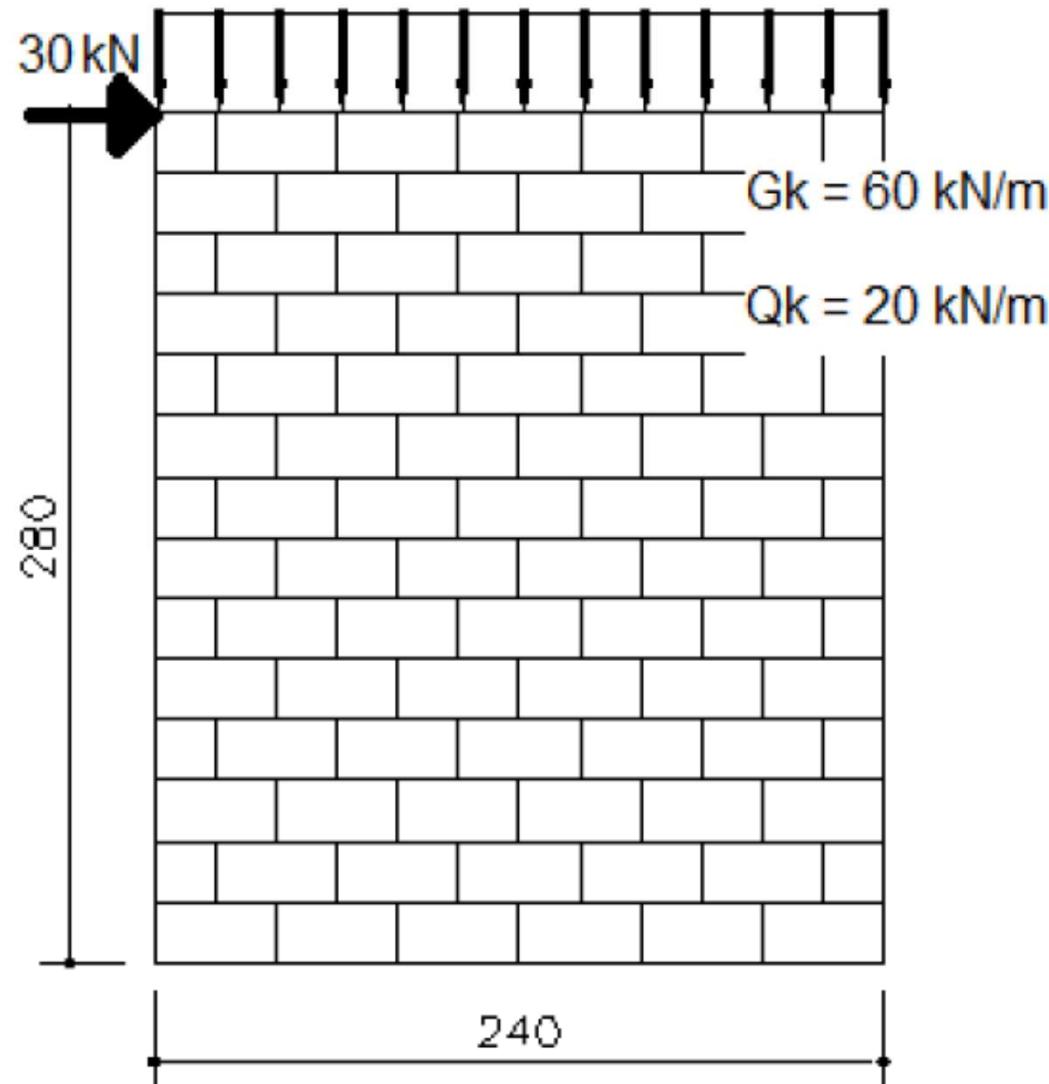
$$\text{máximo} = 0,7 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,7 \text{ MPa}$$

- **Tentando viga sem armadura de cisalhamento, deve-se verificar:**

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{(4) \times 10^{-3} \cdot 1,4}{0,14 \cdot 0,15} \leq \frac{0,7}{2,0} \rightarrow 0,27 \leq 0,35 \rightarrow O.K.$$

# CISALHAMENTO

## Dimensionamento ELU – PAREDE



## CISALHAMENTO

### Dimensionamento ELU – PAREDE

---

**Considerando a utilização de blocos cerâmicos de 14cm de espessura,  $fp/fbk=0,50$  (espalhamento de argamassa em toda a face superior dos blocos), verificar o cisalhamento.**

**Parede será executada com blocos de 8,0 MPa.**

**Portanto a argamassa deve ter resistência à compressão:**

**$70\% \times 8 = 5,6 \sim 6,0 \text{ MPa.}$**

## CISALHAMENTO

### Dimensionamento ELU – PAREDE

---

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,9 \times 60 / 0,14 = 386 \text{ kN/m}^2 = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \times 0,39 = 0,34 \text{ MPa}$$

**Deve-se verificar:**

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{30 \times 10^{-3} \cdot 1,4}{0,14 \cdot 2,40} \leq \frac{0,34}{2,0} \rightarrow 0,12 \leq 0,17 \rightarrow O.K.$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

# AÇÕES HORIZONTAIS

## DESAPRUMO

---

O desaprumo é uma ação obrigatória a ser considerada para edifícios de múltiplos pavimentos. Deve ser considerado um desaprumo global, medido através do ângulo de desaprumo  $\theta_a$ , e ilustrado na Figura 4.1.1.

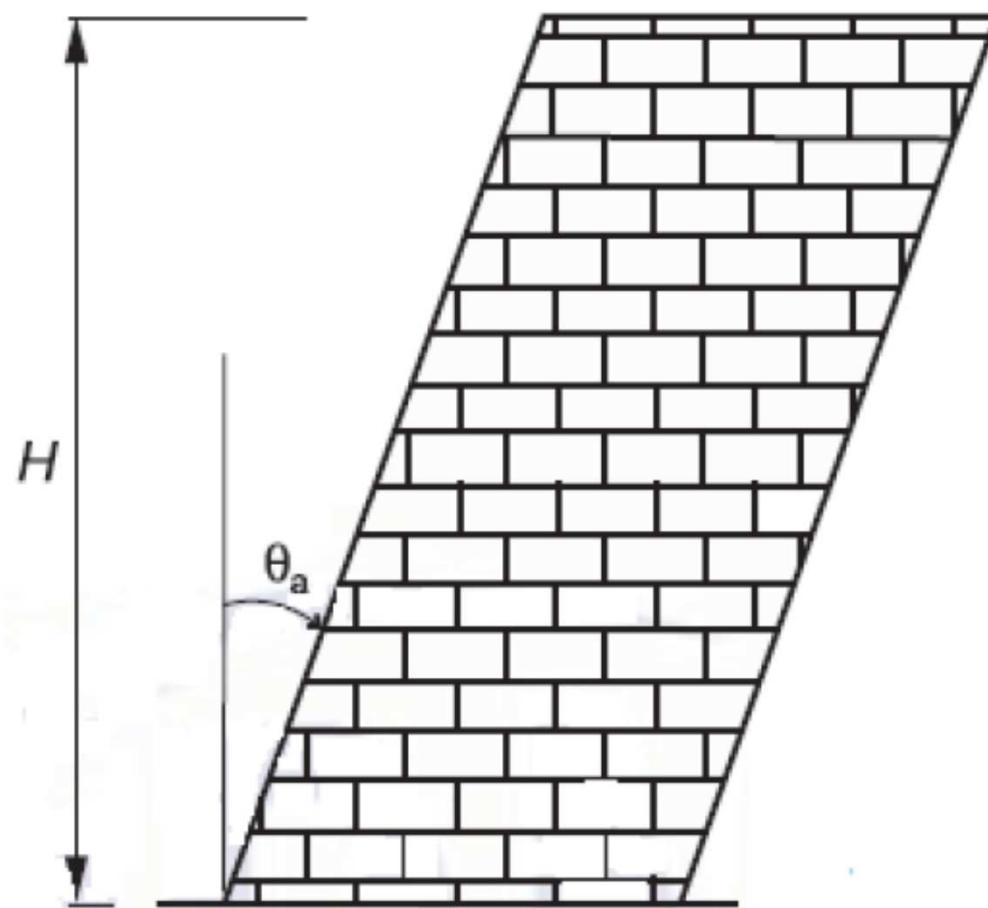
$$\theta_a = \frac{1}{100 \times \sqrt{H}} \leq \frac{1}{40 \times H}$$

$\theta_a$ : ângulo de desaprumo, medido em radianos;

$H$ : altura do edifício, medido em metros.

# AÇÕES HORIZONTAIS

## DESAPRUMO



**Figura 4.1.1 - Imperfeições geométricas globais.**

# AÇÕES HORIZONTAIS

## DESAPRUMO

---

A altura total no edifício é 11,60 m

$$\theta_a = \frac{1}{100 \times \sqrt{11,60}} = 0,00294 \text{ rad}$$

$$\theta_{a,\max} = \frac{1}{40 \times 11,60} = 0,00216 \text{ rad}$$

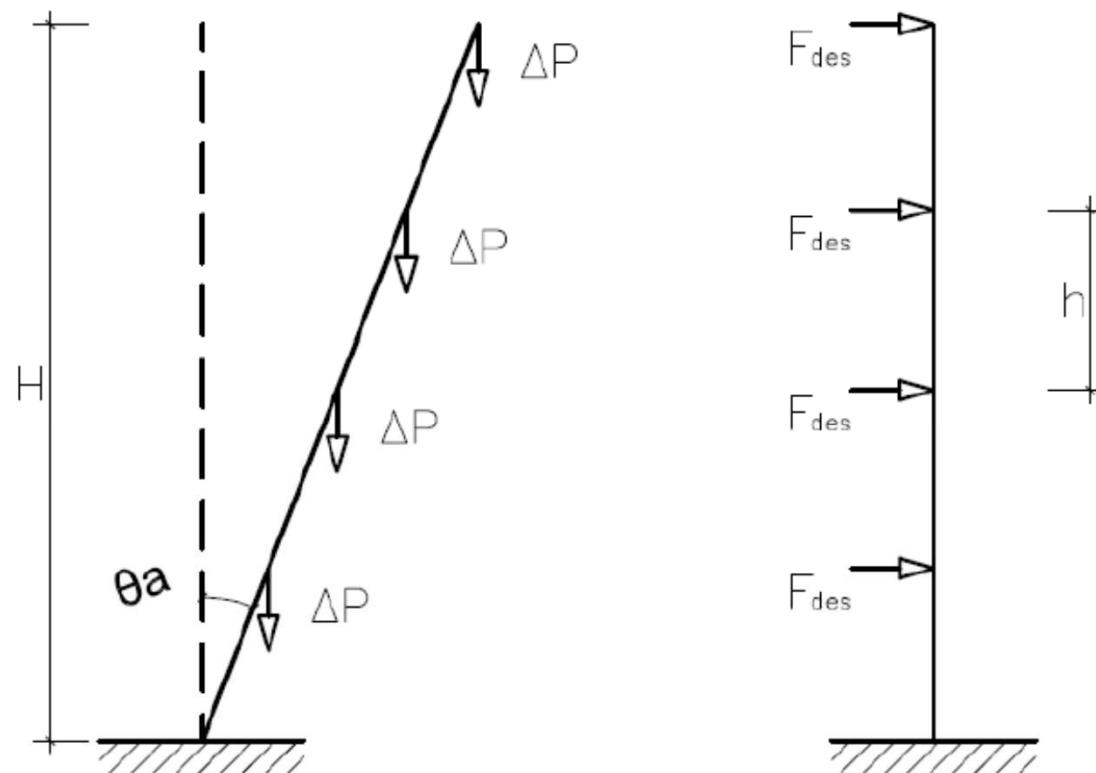
**Como o ângulo de desaprumo calculado é maior que o limite, adota-se o valor limite.**

$$\theta_a = \theta_{a,\max} = 0,00216 \text{ rad}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## DESAPRUMO

**Por meio do ângulo de desaprumo é possível determinar uma força horizontal equivalente:**



**Figura 4.1.2 - Força horizontal equivalente ao desaprumo.**

## AÇÕES HORIZONTAIS DESAPRUMO

---

$$F_{des} = \Delta P \times \theta_a$$

$F_{des}$ , força horizontal equivalente ao desaprumo;  
 $\Delta P$ , peso total característico do pavimento a ser considerado.

**O peso total por pavimento é a soma da carga por pavimento de cada grupo de paredes**

$$\Delta P = Carga_{total,G1} + Carga_{total,G2} + Carga_{total,G3}$$

$$\Delta P = 71,85 \frac{kN}{pav.} + 121,08 \frac{kN}{pav.} + 53,47 \frac{kN}{pav.}$$

$$\Delta P = 246,40 \text{ kN/pav.}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## DESAPRUMO

---

**Tabela 4.1.1 - Força horizontal equivalente ao desaprumo.**

| Pavimento | $\Delta P$ (kN) | $\theta_a$ (rad) | $F_{des}$ (kN) |
|-----------|-----------------|------------------|----------------|
| cob.      | 246,40          | 0,00216          | 0,531          |
| 3º Pav    | 246,40          | 0,00216          | 0,531          |
| 2º Pav    | 246,40          | 0,00216          | 0,531          |
| 1º Pav    | 246,40          | 0,00216          | 0,531          |
| Térreo    | 246,40          | 0,00216          | 0,531          |

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

**As ações horizontais a serem obrigatoriamente consideradas em edifícios em alvenaria estrutural são a ação do vento e o desaprumo.**

**Eventualmente podem ocorrer empuxos desequilibrados do solo. Em caso de áreas sujeitas a abalos sísmicos, a sua consideração também é indispensável.**

**Utiliza-se a ABNT NBR 6123/1988, para se obter as forças horizontais que agem ao nível de cada pavimento, e que são resistidas pelos elementos contraventamento da estrutura.**

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

São considerados os quatro casos de vento neste exemplo

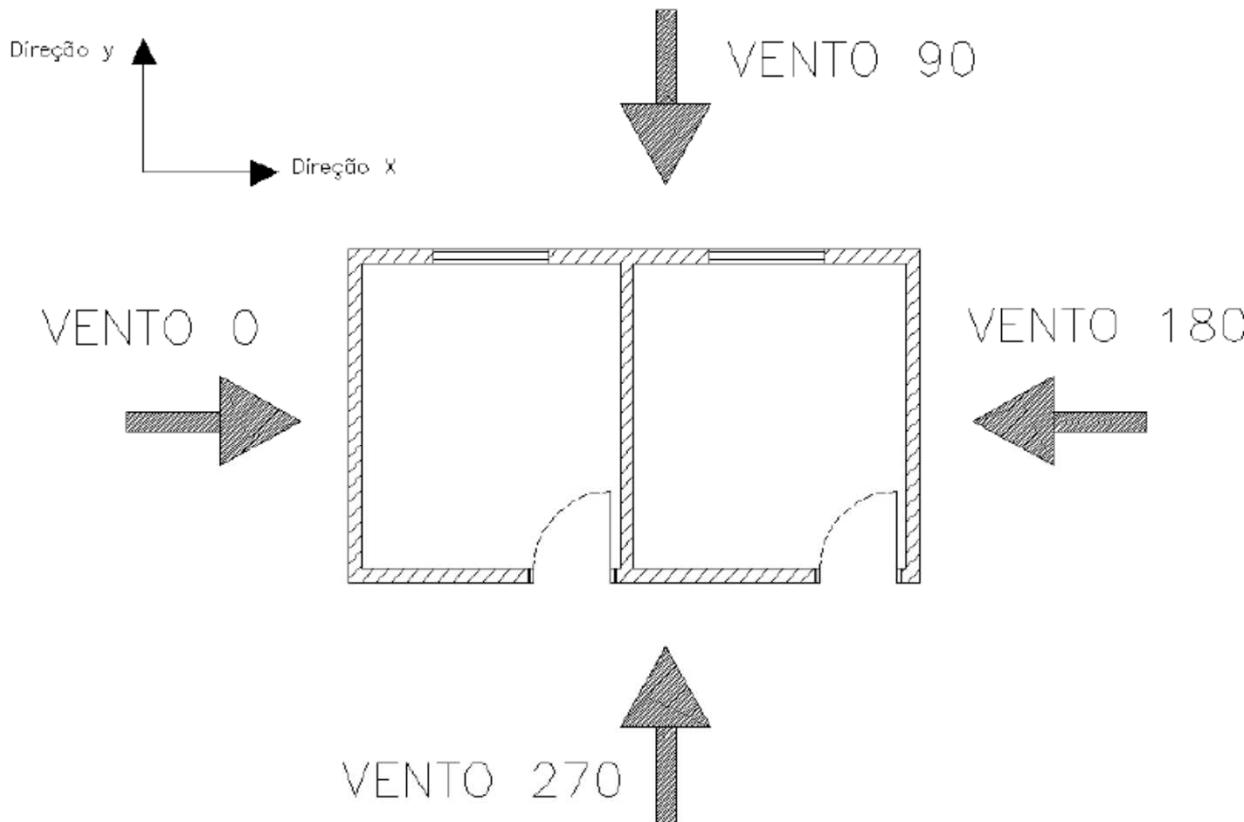


Figura 4.2.1 - Casos de vento no edifício.

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

São as principais dimensões do edifício modelo:

Altura do edifício:  $H = 11,60m;$

Altura dos pavimentos:  $h_{pav} = 2,90 m;$

Comprimentos: na direção  $x = 5,98 m$   
na direção  $y = 3,49 m$

## Áreas de influência:

$$A_{infl,tipo} = L_{pav.} \times h_{pav.}$$

$$A_{infl,cob.} = L_{pav.} \times \frac{h_{pav.}}{2}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

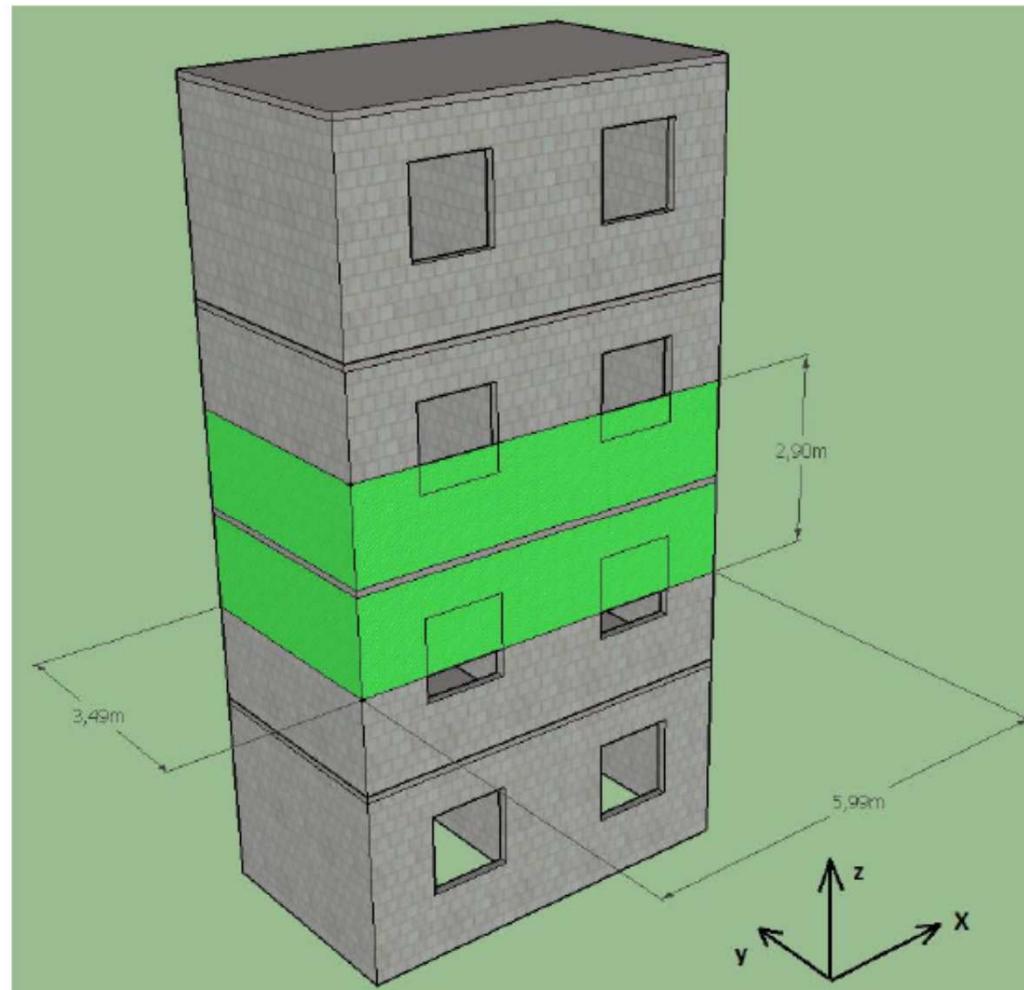


Figura 4.2.2 - Área de influência do pavimento.

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

### a) Fatores para cálculo dos coeficientes de arrasto

- Vento 90°:

$$H/L_1 = 11,60 / 5,98 = 1,94$$

$$L_1/L_2 = 5,98 / 3,49 = 1,71$$

Com os dados acima e no ábaco da Figura 4.2.3, da NBR6123/88, encontra-se o coeficiente de arrasto de: Ca = 1,35

- Vento 0°:

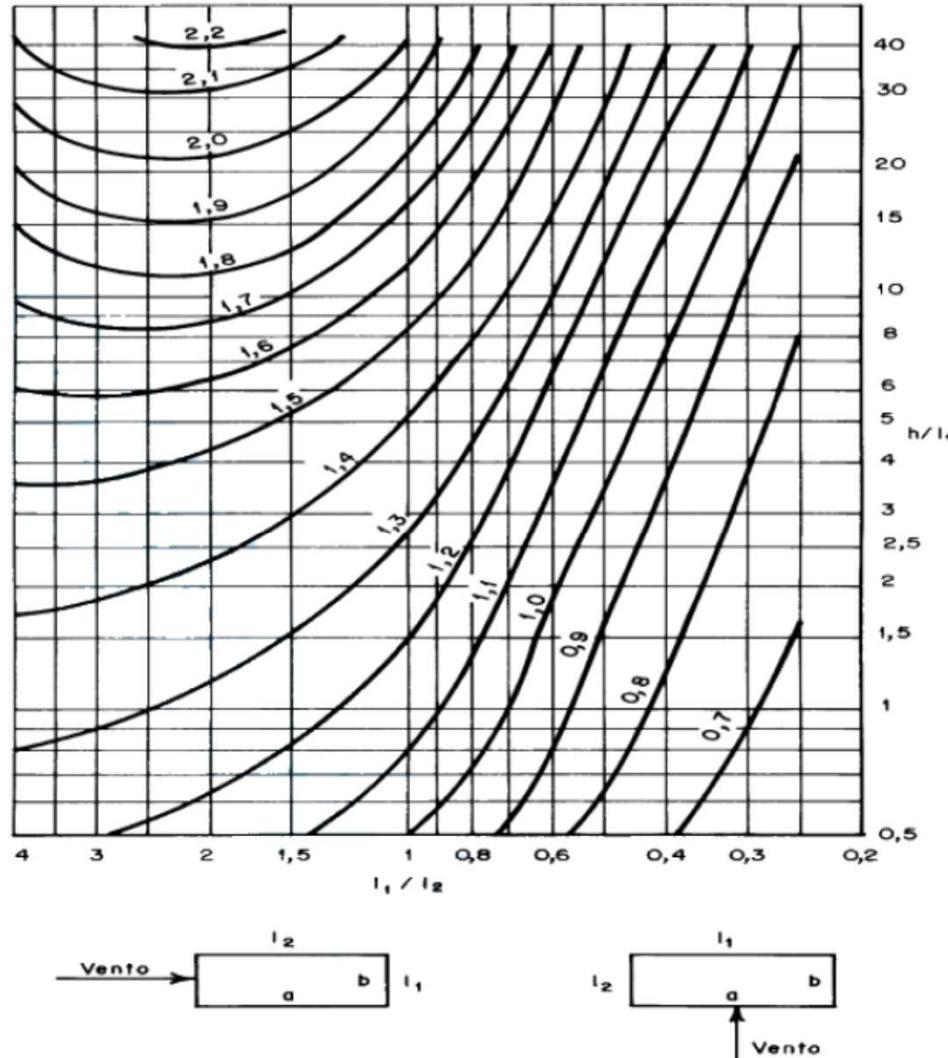
$$H/L_1 = 11,60 / 3,49 = 3,32$$

$$L_1/L_2 = 3,49 / 5,98 = 0,58$$

Com os dados acima e no ábaco da Figura 4.2.3, da NBR6123/88, encontra-se o coeficiente de arrasto de: Ca = 1,00

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO



# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

### b) Velocidade característica de vento

Velocidade básica de vento:  $V_0 = 45 \text{ m/s}$  (curva de isopletas na região de campinas);

Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$  (terreno plano);

Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$  (uso residencial);

Fator rugosidade do terreno e dimensão do edifício:

Categoria III (cota média de obstáculos, 3 metros);

Classe A (maior dimensão não excede 20 m);

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---



$$b = 0,94; p = 0,10 \text{ e } Fr = 1,0$$

$$S_2(z) = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

$$S_2(z) = 0,94 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,10}$$

$$S_2(z) = 0,747 \cdot z^{0,10}$$

Em posse dos fatores  $S_1$  à  $S_3$ , calcula-se a velocidade característica de vento  $V_k$ .

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

### c) Pressão dinâmica

$$q = 0,613 \times V_k^2$$

## AÇÕES HORIZONTAIS

### VENTO

---

#### d) Força horizontal devido ao vento

**A força horizontal provocada pela ação do vento é obtida através do produto entre:**

- coeficiente de arrasto,
- pressão dinâmica,
- área de influência na direção analisada,

**Conforme a expressão a seguir:**

$$F_v = C_a \times q \times A_{infl.}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

Vento 0º - na cobertura

$$S_2(z) = 0,94 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,10}$$

$$S_2(11,60) = 0,747 \cdot 11,60^{0,10} = 0,954$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_k = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,954 \cdot 1,0 = 42,93 \text{ m/s}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q = 0,613 \cdot 42,93^2 = 1129,9 \text{ N/m}^2$$

$$F_v = C_a \cdot q \cdot A_{infl,cob.}$$

$$F_v = 1,0 \cdot 1129,9 \cdot \left(3,49 \cdot \frac{2,90}{2}\right) = 5717,8 \text{ N}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

Vento 0° agindo no terceiro pavimento

$$S_2(z) = 0,747 \cdot (z)^{0,10}$$

$$S_2(11,60) = 0,747 \cdot 8,70^{0,10} = 0,927$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_k = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,927 \cdot 1,0 = 41,72 \text{ m/s}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q = 0,613 \cdot 41,72^2 = 1066,7 \text{ N/m}^2$$

$$F_v = C_a \cdot q \cdot A_{infl,tipo.}$$

$$F_v = 1,0 \cdot 1066,7 \cdot (3,49 \cdot 2,90) = 10796,1 \text{ N}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

---

**Tabela 4.2.1 - Força devido ao vento incidente a 0º e 180º.**

| Dados                      |                                |                               |                            |
|----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| <b>V<sub>0</sub></b>       | 45                             | <b>F<sub>r</sub></b>          | 1                          |
| <b>S<sub>1</sub></b>       | 1                              | <b>b</b>                      | 0,94                       |
| <b>S<sub>3</sub></b>       | 1                              | <b>p</b>                      | 0,1                        |
| <b>Vento 0º</b>            | <b>A<sub>exp</sub> (H e L)</b> | 2,9                           | 3,49                       |
|                            |                                | <b>A<sub>exp</sub></b>        | 10,121                     |
|                            |                                | <b>C<sub>a</sub></b>          | 1,00                       |
| $S_2 = b * F_r * (Z/10)^p$ |                                | $V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$ | $q = 0,613 * V_k^2$        |
| <b>Pav</b>                 | <b>Z (m)</b>                   | <b>S<sub>2</sub></b>          | <b>S<sub>1</sub></b>       |
| <b>cob</b>                 | 11,60                          | 0,954                         | 1,00                       |
| <b>3º Pav</b>              | 8,70                           | 0,927                         | 1,00                       |
| <b>2º Pav</b>              | 5,80                           | 0,890                         | 1,00                       |
| <b>1º Pav</b>              | 2,90                           | 0,831                         | 1,00                       |
| <b>Térreo</b>              | 0,00                           | 0,000                         | 1,00                       |
|                            |                                | <b>V<sub>k</sub> (m/s)</b>    | <b>q (N/m<sup>2</sup>)</b> |
|                            |                                | 42,93                         | 1129,9                     |
|                            |                                | 41,72                         | 1066,7                     |
|                            |                                | 40,06                         | 983,6                      |
|                            |                                | 37,37                         | 856,3                      |
|                            |                                | 0,00                          | 0,0                        |
|                            |                                | <b>F<sub>v</sub> (N)</b>      | <b>F<sub>d</sub> (KN)</b>  |
|                            |                                | 5717,8                        | 8,0                        |
|                            |                                | 10796,1                       | 15,1                       |
|                            |                                | 9955,2                        | 13,9                       |
|                            |                                | 8666,5                        | 12,1                       |
|                            |                                | 0,0                           | 0,0                        |

# AÇÕES HORIZONTAIS

## VENTO

**Tabela 4.2.2 - Força devido ao vento incidente a 90º e 270º.**

| Dados                      |                               |                      |                       |
|----------------------------|-------------------------------|----------------------|-----------------------|
| v <sub>0</sub>             | 45                            | F <sub>r</sub>       | 1                     |
| S <sub>1</sub>             | 1                             | b                    | 0,94                  |
| S <sub>3</sub>             | 1                             | p                    | 0,1                   |
| Vento 90º                  | A <sub>exp</sub> (H e L)      | 2,9                  | 5,98                  |
| $S_2 = b * F_r * (Z/10)^p$ | $V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$ | $q = 0,613 * V_k^2$  | $F_v = C_a * q * A$   |
| Pav                        | Z (m)                         | S <sub>2</sub>       | S <sub>1</sub>        |
| cob                        | 11,60                         | 0,954                | 1,00                  |
| 3º Pav                     | 8,70                          | 0,927                | 1,00                  |
| 2º Pav                     | 5,80                          | 0,890                | 1,00                  |
| 1º Pav                     | 2,90                          | 0,831                | 1,00                  |
| Térreo                     | 0,00                          | 0,000                | 1,00                  |
|                            |                               | V <sub>k</sub> (m/s) | q (N/m <sup>2</sup> ) |
|                            |                               | 42,93                | 1129,9                |
|                            |                               | 41,72                | 1066,7                |
|                            |                               | 40,06                | 983,6                 |
|                            |                               | 37,37                | 856,3                 |
|                            |                               | 0,00                 | 0,0                   |
|                            |                               |                      | F <sub>d</sub> (KN)   |
|                            |                               |                      | 18,5                  |
|                            |                               |                      | 35,0                  |
|                            |                               |                      | 32,2                  |
|                            |                               |                      | 28,1                  |
|                            |                               |                      | 0,0                   |
|                            |                               |                      |                       |

# AÇÕES HORIZONTAIS

## INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

As paredes são os elementos de **contraventamento** quando se trata de alvenaria estrutural.

São elas que resistem aos esforços horizontais e devem ser verificadas adequadamente quanto à estabilidade global da estrutura.

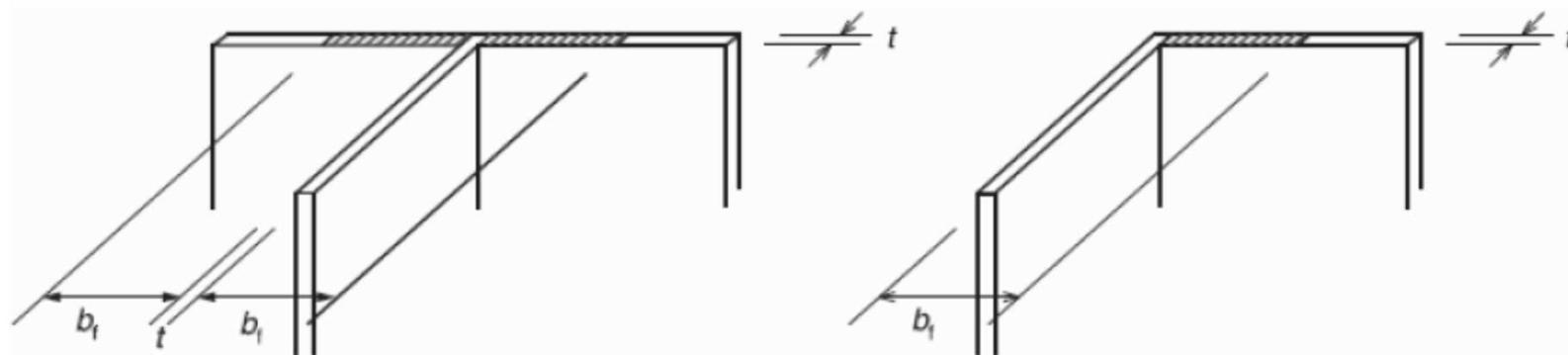
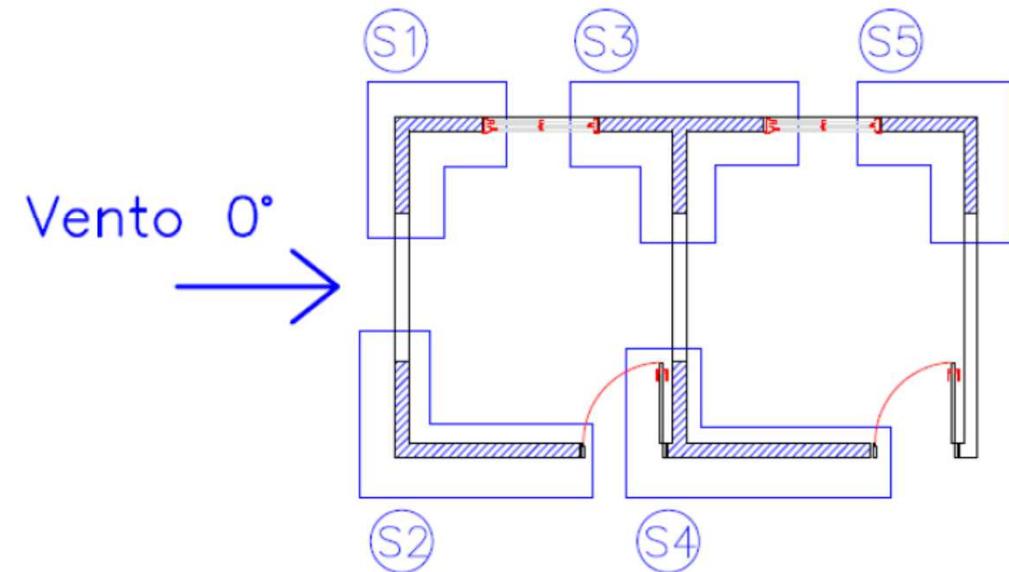
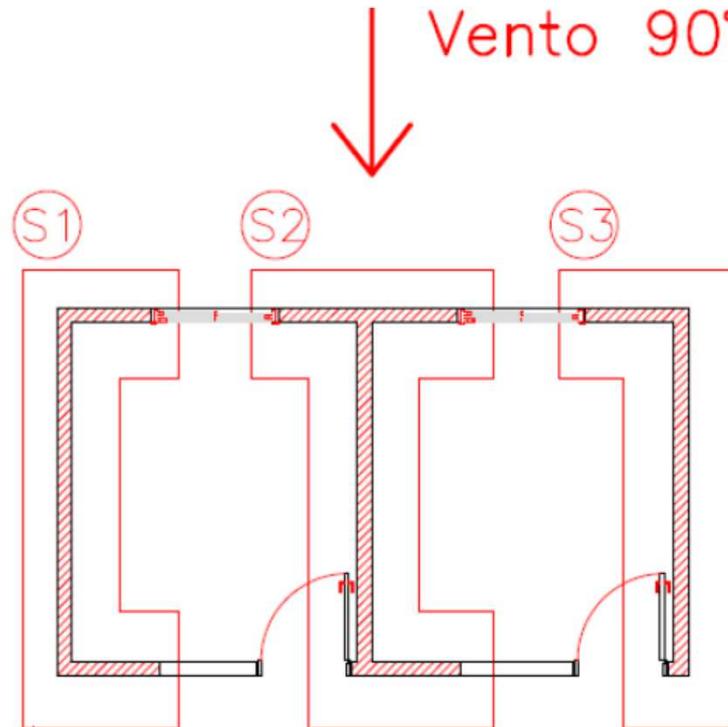


Figura 4.3.1 - Limite do comprimento da flange segundo a NBR15961-1.

$$b_t \leq 6 \times t.$$

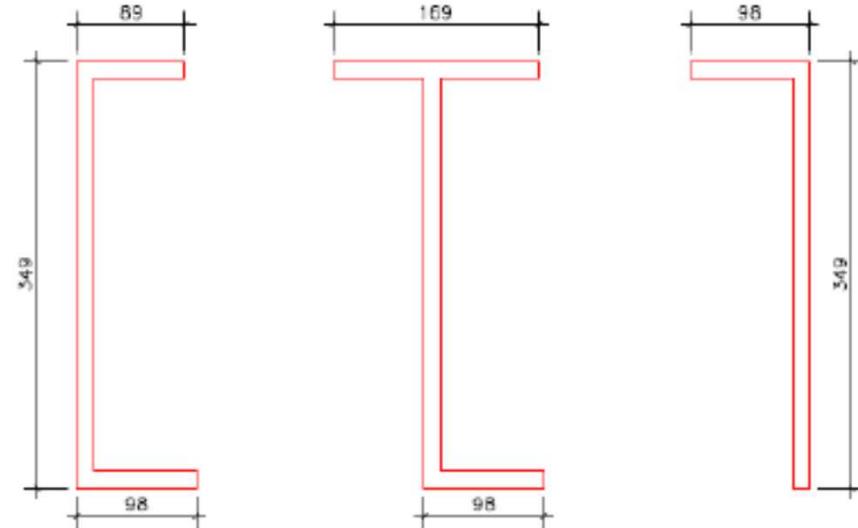
# AÇÕES HORIZONTAIS

## INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

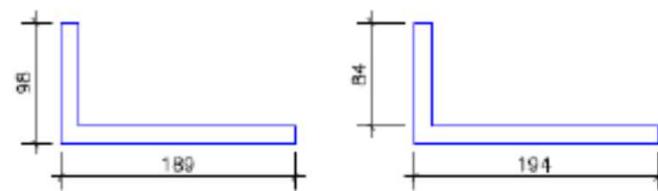
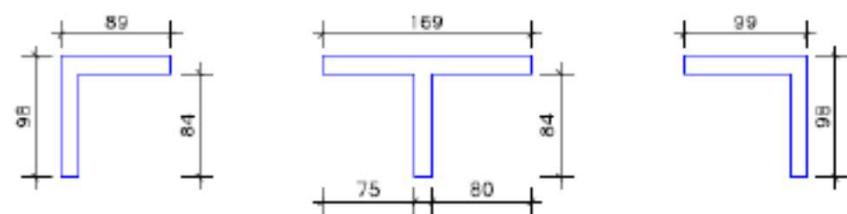


# AÇÕES HORIZONTAIS

## INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES



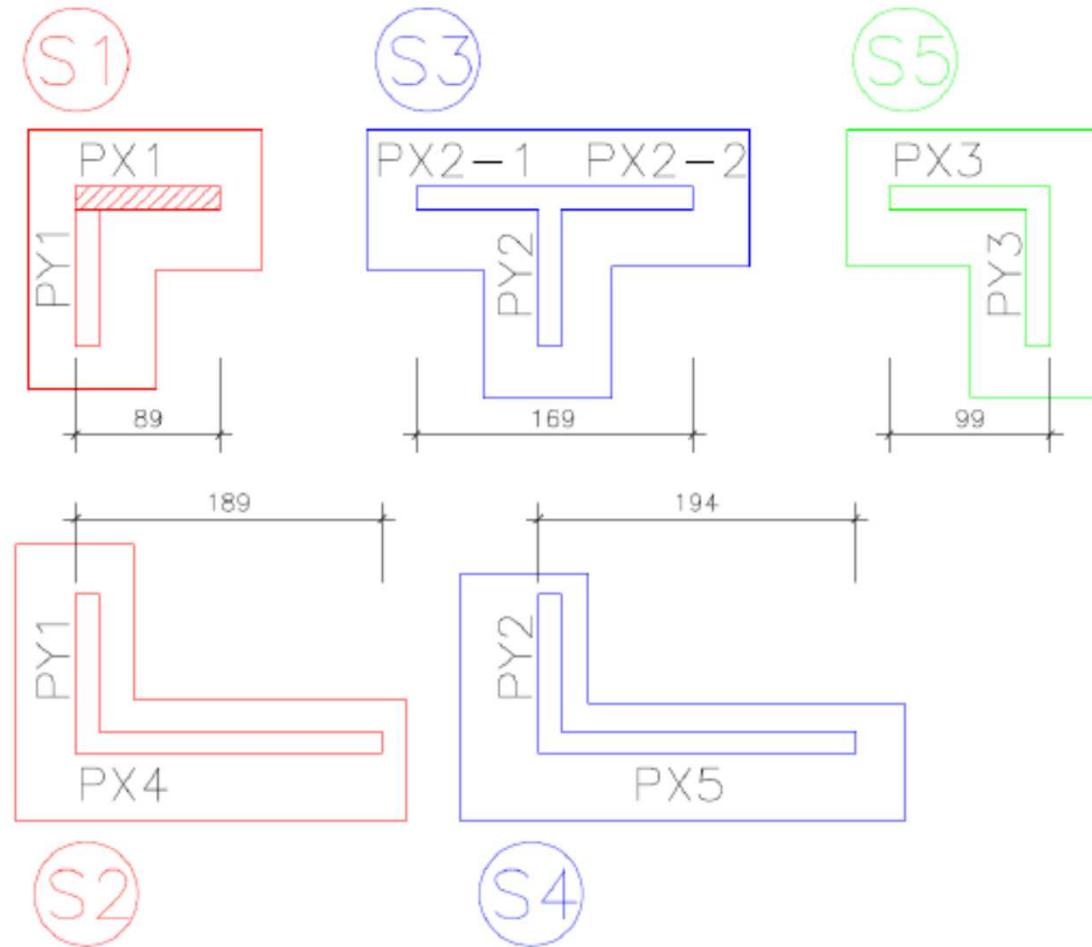
Ventos 90° e 270°



Vento 0° e 180°

# AÇÕES HORIZONTAIS

## CISALHAMENTO



# AÇÕES HORIZONTAIS

## CISALHAMENTO

---

- i. Comprimento de cisalhamento - Trecho PX1

$$L_{cis} = 89 \text{ cm}$$

- ii. Tensão normal permanente - Trecho PX1

$$\sigma_{N,perm,k} = 0,0301 \text{ kN/cm}^2 = 0,301 \text{ MPa}$$

- iii. Carregamento horizontal na sub-estrutura S1

A força horizontal total é proveniente do efeito do vento e do desaprumo.

$$F_p = F_{pk} + F_{des}$$

$$F_p = 1526,4 + 115,3 = 1641,7 \text{ N}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## CISALHAMENTO

---

iv. Resistência ao cisalhamento -  $f_{vk}$

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \times \sigma_{N,perm,k}$$

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \times 0,9 \times 0,301 = 0,2856 \text{ MPa}$$

v. Esforço solicitante de cisalhamento -  $\tau_{sd}$

$$\tau_{sd} = \frac{\gamma_f \times F_p}{L_{cis} \times e_{bloco}}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 \times 1,6417}{89 \times 14} = 0,00184 \frac{kN}{cm^2} \approx 0,0184 \text{ MPa}$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## CISALHAMENTO

---

### vi. Verificação

$$\tau_{sd} \leq f_d$$

$f_d = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$  é a tensão de cisalhamento resistente;

$\tau_{sd}$  é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

$$0,0184 \leq \frac{0,2856}{2,0}$$

$$0,0184 \leq 0,1428 \quad OK!!$$

# AÇÕES HORIZONTAIS

## CISALHAMENTO

**Tabela 6.5.2 - Verificação da resistência ao cisalhamento na direção 0º e 180º.**

| Grupo | Sub-estrutura | Paredes | L <sub>cis</sub><br>(cm) | σ <sub>N,perm,k</sub><br>(MPa) | F <sub>p</sub><br>(N) | 0,9 σ <sub>N,perm,k</sub><br>(MPa) | f <sub>vk</sub><br>(MPa) | f <sub>vd</sub><br>(MPa) | τ <sub>sd</sub><br>(MPa) | Verificação<br>τ <sub>sd</sub> < f <sub>vd</sub> |
|-------|---------------|---------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--|
| 1     | S1            | PX1     | 89                       | 0,301                          | 1641,8                | 0,2713                             | 0,2856                   | 0,1428                   | 0,0184                   | Ok!  |
| 1     | S2            | PX4     | 189                      | 0,301                          | 13706,0               | 0,2713                             | 0,2856                   | 0,1428                   | 0,0725                   | Ok!  |
| 2     | S3            | PX2     | 169                      | 0,410                          | 5486,1                | 0,3686                             | 0,3343                   | 0,1672                   | 0,0325                   | Ok!  |
| 2     | S4            | PX5     | 194                      | 0,410                          | 14725,5               | 0,3686                             | 0,3343                   | 0,1672                   | 0,0759                   | Ok!  |
| 3     | S5            | PX3     | 92                       | 0,320                          | 2231,5                | 0,2883                             | 0,2942                   | 0,1471                   | 0,0243                   | Ok!  |

**Tabela 6.5.3 - Verificação da resistência ao cisalhamento na direção 90º e 270º.**

| Grupo | Sub-estrutura | Paredes | L <sub>cis</sub><br>(cm) | σ <sub>N,perm,k</sub><br>(MPa) | F <sub>p</sub><br>(N) | 0,9 σ <sub>N,perm,k</sub><br>(MPa) | f <sub>vk</sub><br>(MPa) | f <sub>vd</sub><br>(MPa) | τ <sub>sd</sub><br>(MPa) | Verificação<br>τ <sub>sd</sub> < f <sub>vd</sub> |
|-------|---------------|---------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--|
| 1     | S1            | PY1     | 335                      | 0,301                          | 28183,2               | 0,2713                             | 0,2856                   | 0,1428                   | 0,0841                   | Ok!  |
| 2     | S2            | PY2     | 335                      | 0,410                          | 35877,7               | 0,3686                             | 0,3343                   | 0,1672                   | 0,1071                   | Ok!  |
| 3     | S3            | PY3     | 335                      | 0,320                          | 19869,3               | 0,2883                             | 0,2942                   | 0,1471                   | 0,0593                   | Ok!  |

---

# **Cargas concentradas**

## **Verificação**

---

## CARGAS CONCENTRADAS

### CONCEITOS

---

**Em cargas concentradas não existe o problema de flambagem no ponto de contato.**

**Nesse ponto também é possível considerar um aumento da resistência a compressão uma vez que as tensões concentradas na região de contato estarão confinadas por tensões menores ao redor dessa região.**

**Sempre que a espessura de contato for maior que 5 cm e maior que  $t/3$ , pode-se considerar um aumento de 50% na resistência a compressão.**

# CARGAS CONCENTRADAS

## CONCEITOS



**Figura 01**

# CARGAS CONCENTRADAS

## CONCEITOS

---

**Se a reação da viga for igual a  $P_k$ , tem-se:**

$$\frac{P_k \times \gamma_f}{a \times b} \leq \begin{cases} 1,5 \times 0,7 \times \frac{f_{pk}}{\gamma_m} & \text{se } a \geq \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \\ 0,7 \times \frac{f_{pk}}{\gamma_m} & \text{se } a < \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

# CARGAS CONCENTRADAS

## CONCEITOS

---

**Em todos os casos recomenda-se que o apoio seja feito sempre em canaleta grautada (em um coxim, cinta ou verga).**

**Se a tensão de contato for maior que a necessária, pode-se ainda executar um coxim de concreto nesse ponto.**

**Considerando um espalhamento da carga a 45º verifica-se a necessidade de executar ainda esse coxim nas fiadas inferiores.**

## CARGAS CONCENTRADAS CONCEITOS

---

**Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio bloco afastado da extremidade da parede, em caso contrario não recomenda-se considerar o aumento de resistência.**

**Quando alvenaria é executada dispondo-se argamassa apenas nos septos laterais dos blocos o aumento de resistência por confinamento não acontece.**

## CARGAS CONCENTRADAS

### EXEMPLO

---

**Considerando a Figura 01, com uma viga de madeira de seção 10x30cm, apoiando 7cm dentro no topo de uma parede executada com blocos cerâmicos de 6,0 MPa (última fiada executada com canaletas grautedas).**

**Se a reação da viga for igual a 10kN é possível apoia-la desta forma?**

## CARGAS CONCENTRADAS

### EXEMPLO

---

- área de contato:  $a = 7 \text{ cm}$ ;  $b = 10 \text{ cm}$ ;
- espessura da parede:  $t = 14\text{cm}$
- $f_p$  (considerando 60% de aumento devido ao graute) =  $0,5 \times 1,6 \times 6,0 = 4,8 \text{ MPa}$  ou  $4.800 \text{ kN/m}^2$
- $a > t/3$
- verificação de contato sobre canaleta grauteada:

$$\frac{10 \times 1,4}{0,07 \times 0,10} \leq 1,5 \times 0,7 \times \frac{4800}{2,0} \rightarrow a \geq \begin{cases} \frac{t}{3} \\ 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$2000 < 2520 \rightarrow O.K.$