



Curso Online

PROJETO DE EDIFICOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Prof. Esp. Rangel Costa Lage

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

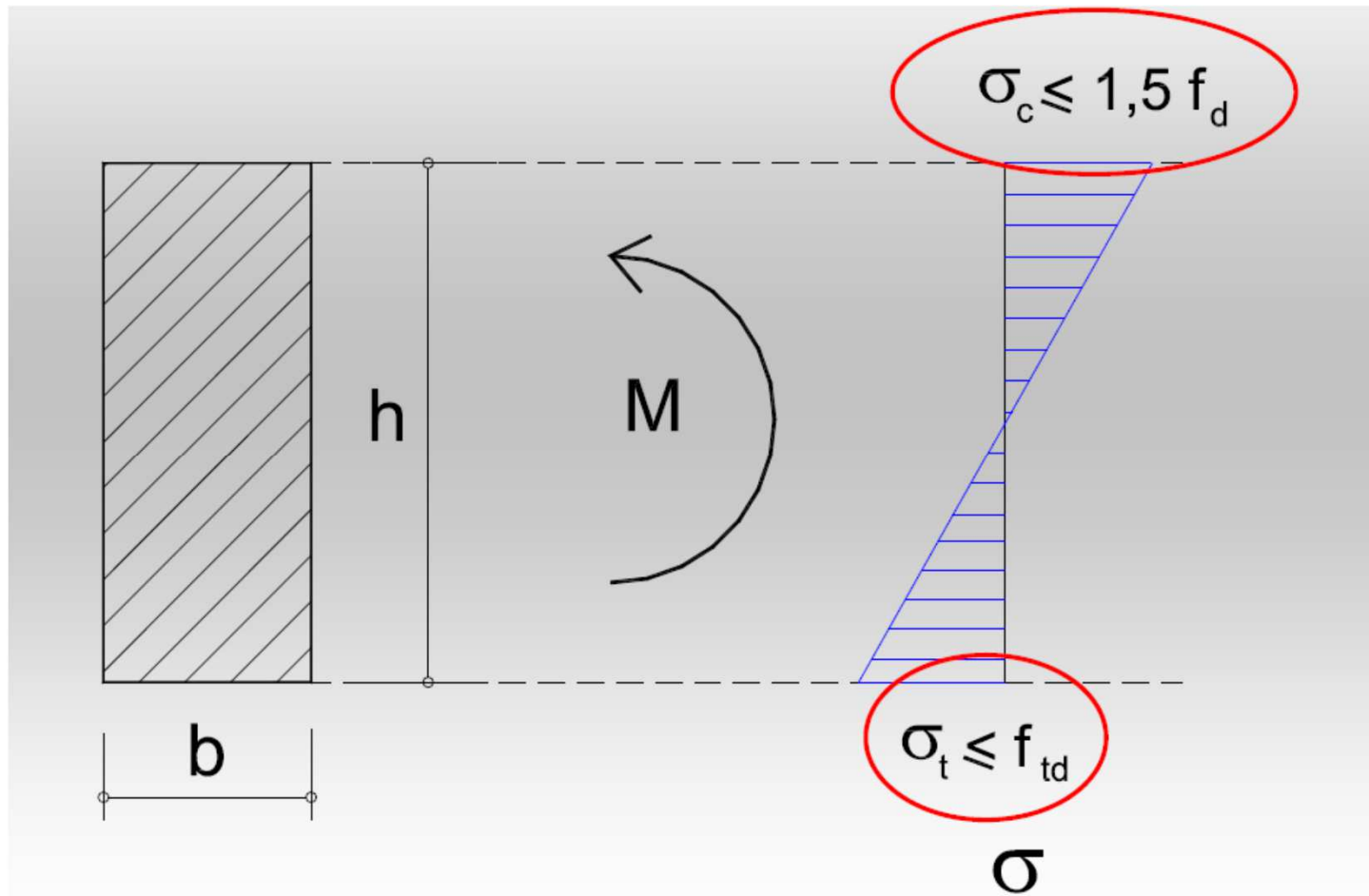
Alvenaria não armada



- 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 $\leq 1,00\%$

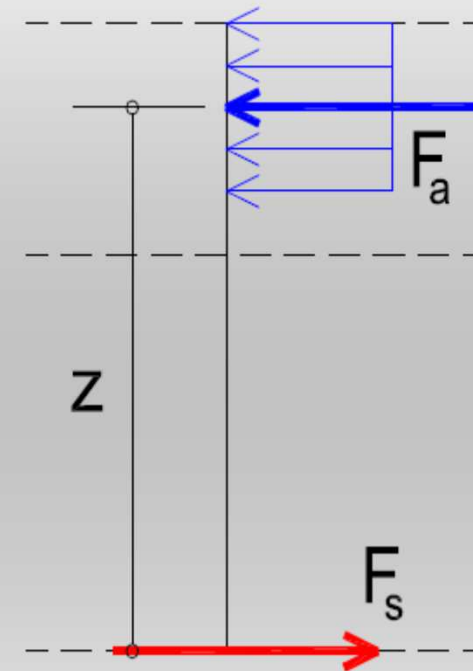
FLEXÃO SIMPLES

Seção retangular (armadura simples)

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

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

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



$$f_s = 0.5 f_{yd} = 0.5 f_{yk} / \gamma_s$$

Momentos resistentes de cálculo consideravelmente inferiores aos realmente existentes.

FLEXÃO SIMPLES

Seção retangular (**armadura simples**)

No estado limite último admite-se estágio 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).

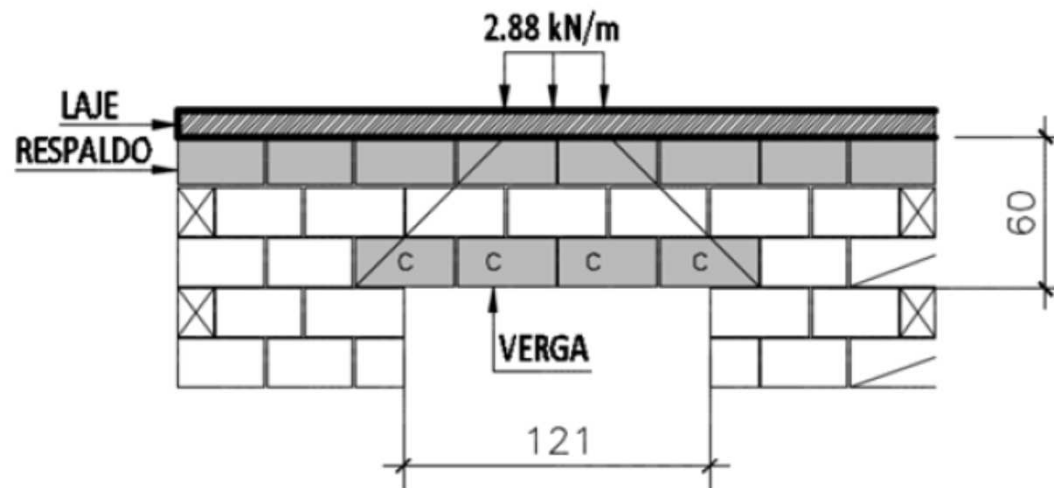


Figura 7.1.1 - Representação da verga a ser calculada.

FLEXÃO SIMPLES - ELU

VERGAS

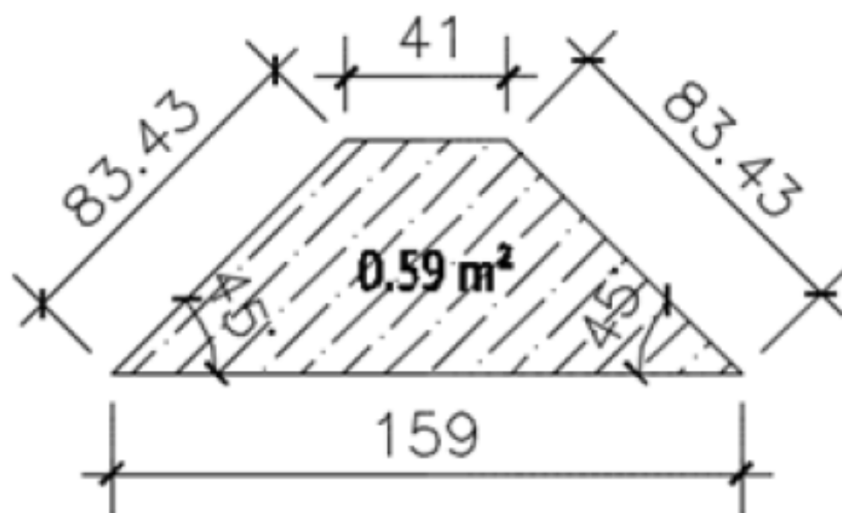


Figura 7.1.2 - Área para cálculo do peso próprio de alvenaria.

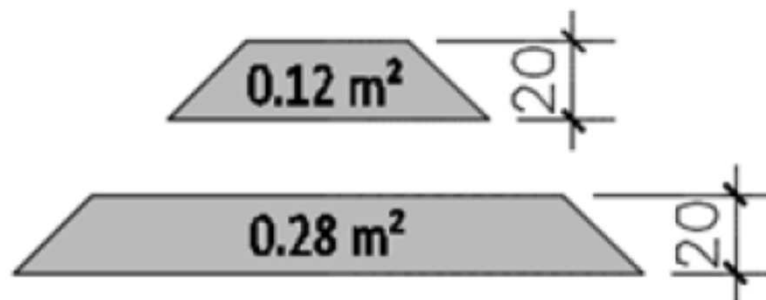


Figura 7.1.3 - Área para cálculo do peso do graute.

FLEXÃO SIMPLES - ELU

VERGAS



Dados

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

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

Carregamento atuante

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

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

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

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

FLEXÃO SIMPLES - ELU

VERGAS

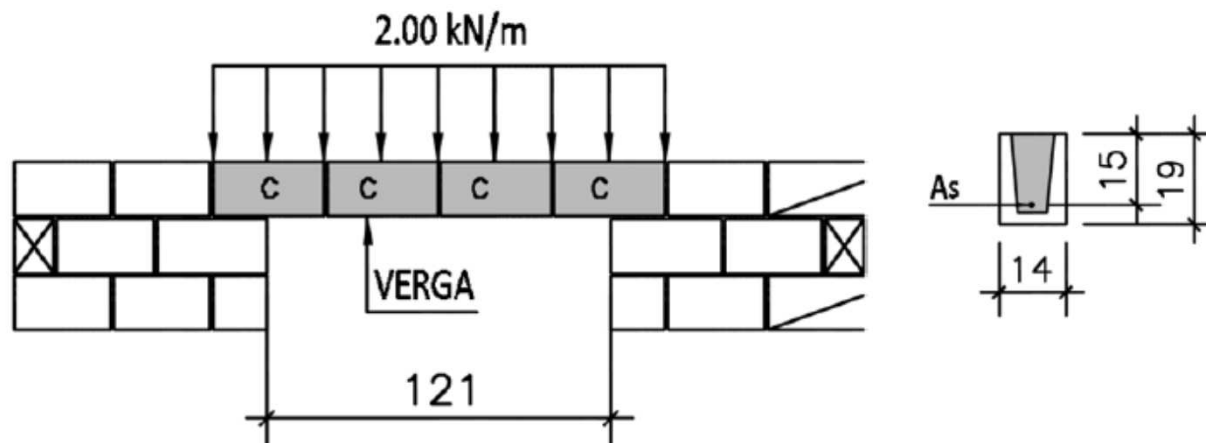


Figura 7.1.4 - Carga total da verga.

Cálculo dos esforços

Momento fletor:

$$M_d = \gamma_f \times \frac{q \times l_{vão}^2}{8}$$

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

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):

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

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

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

Verificação:

$$M_d < M_{d,máx} ; 0,686 < 2,82$$

FLEXÃO SIMPLES - ELU

VERGAS

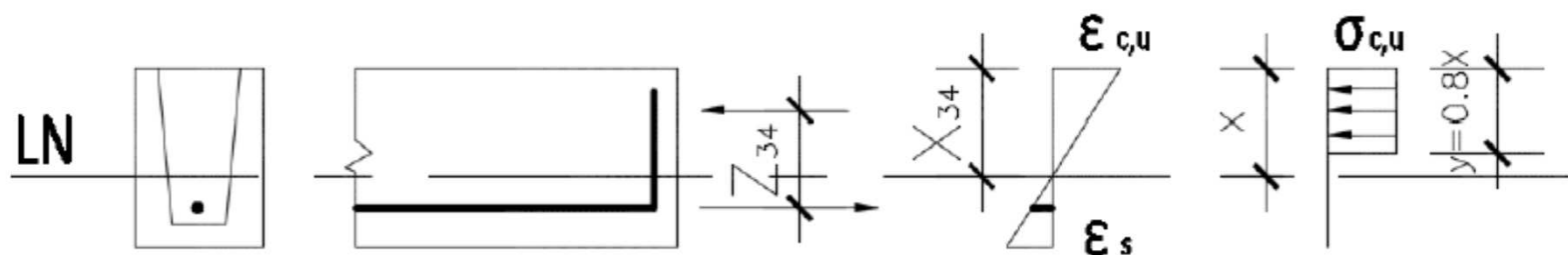
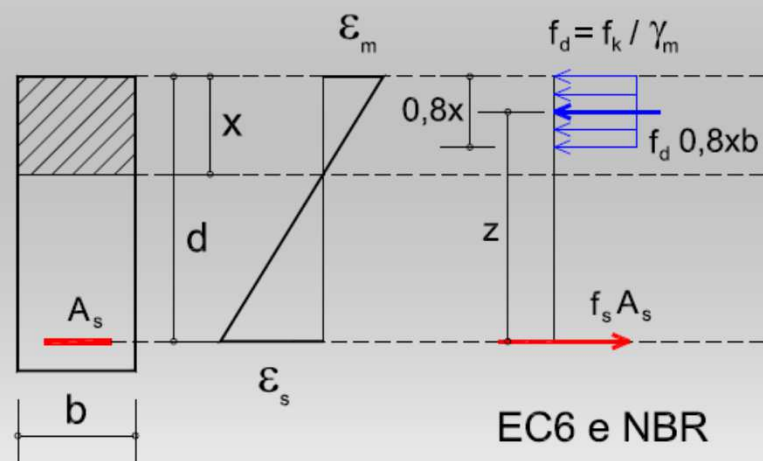


Figura 7.1.5 - Braço de alavanca e diagrama tensão-deformação.

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



EC6 e NBR

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

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

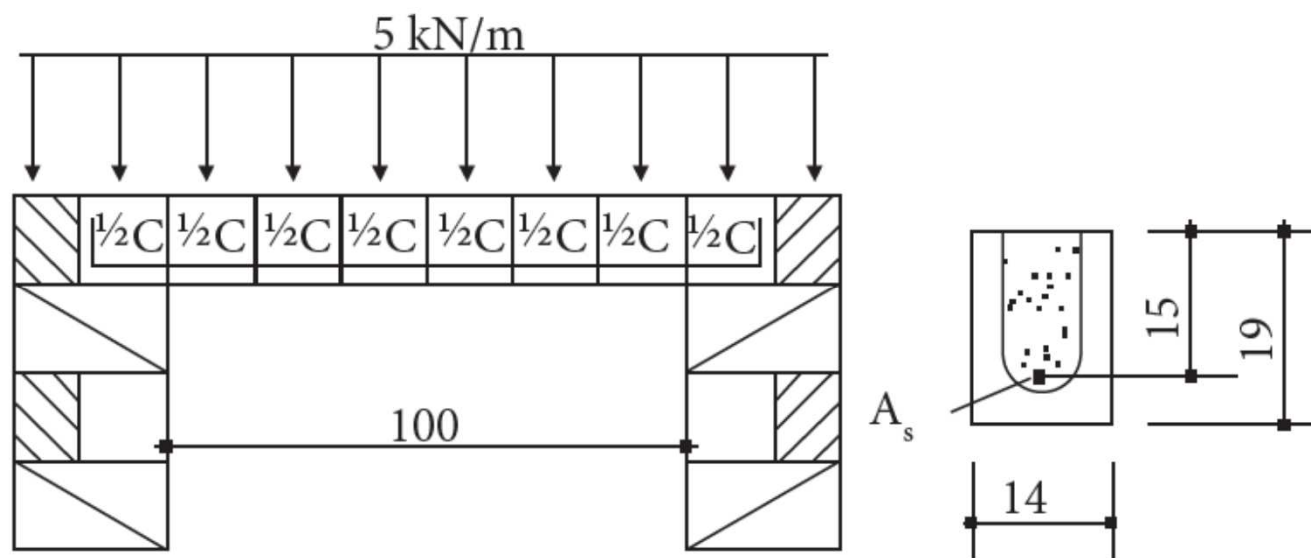
$$A_{s,min} = 0,10\% \cdot 14 \cdot 15 = 0,22 \text{ cm}^2$$

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

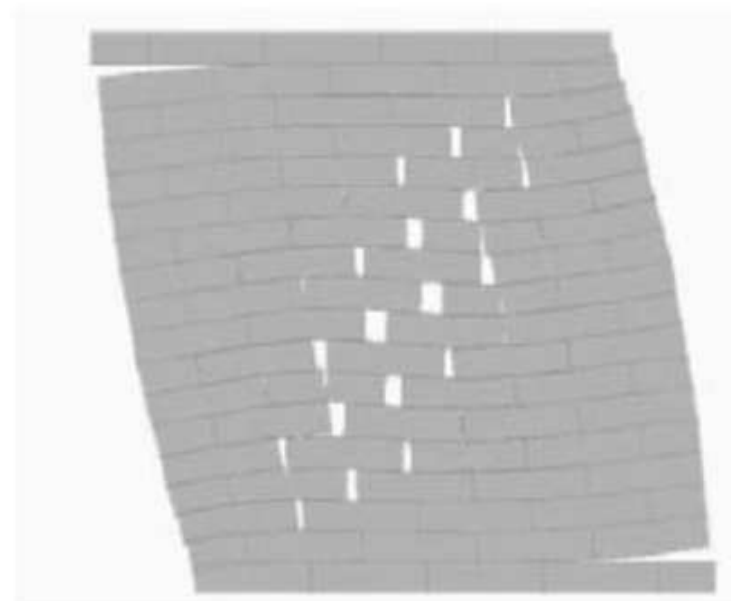
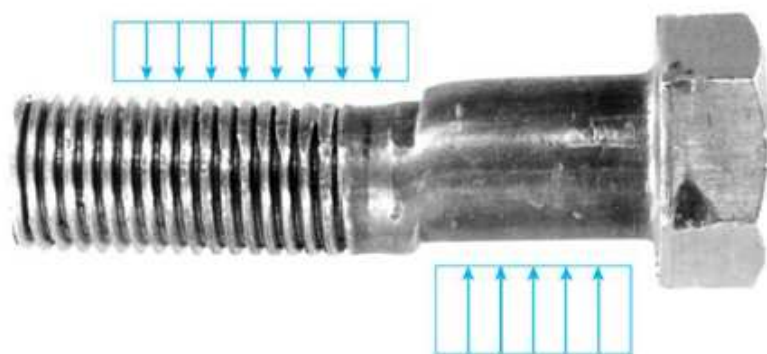
$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma$$

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 **τ_0** , e do nível de pré-compressão da alvenaria σ , no qual adota-se coeficiente de atrito **μ igual a 0,5**.

CISALHAMENTO

Conceituação

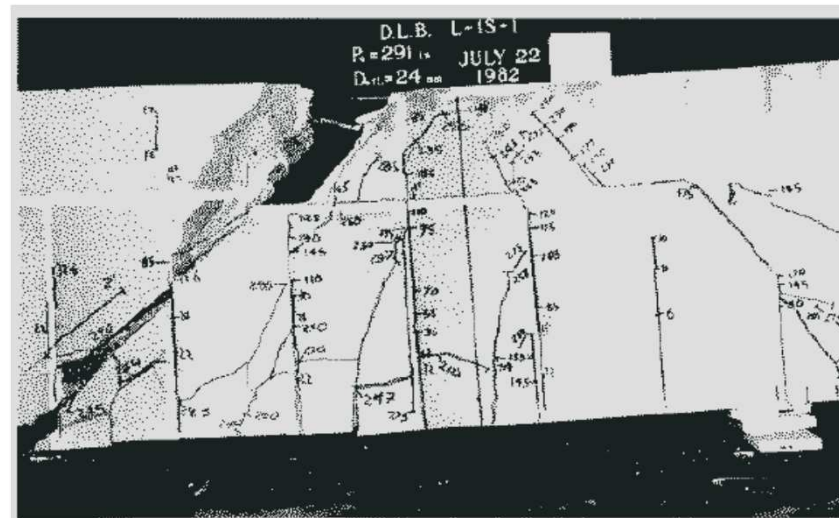


CISALHAMENTO

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!

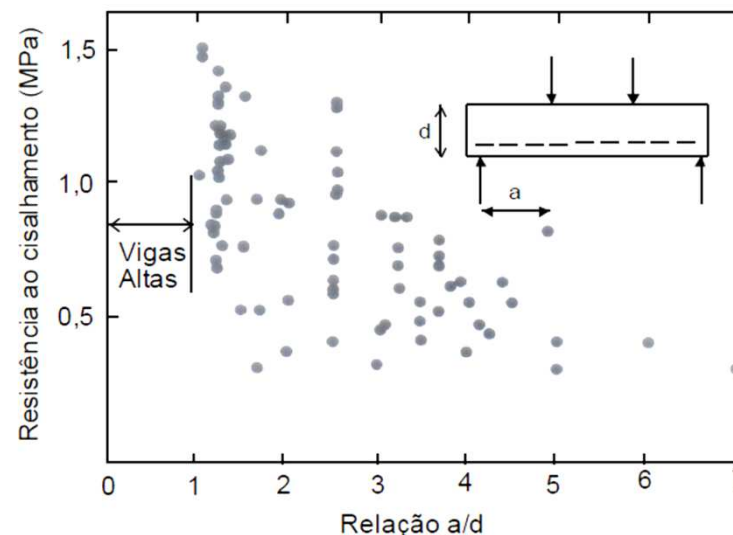


CISALHAMENTO

Conceituação

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

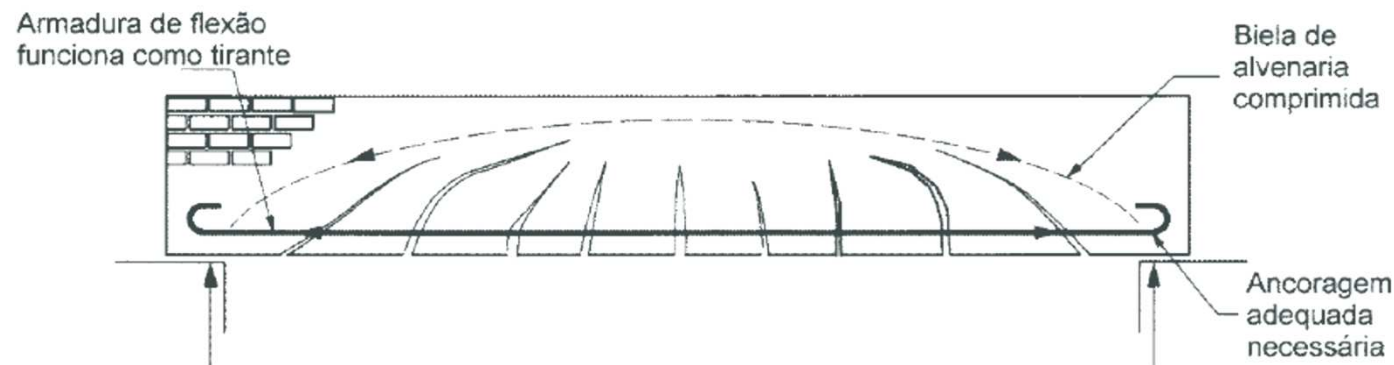
Quanto maior for a **relação entre o vão e a altura da viga**, menor será a resistência à força cortante



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 σ** , 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

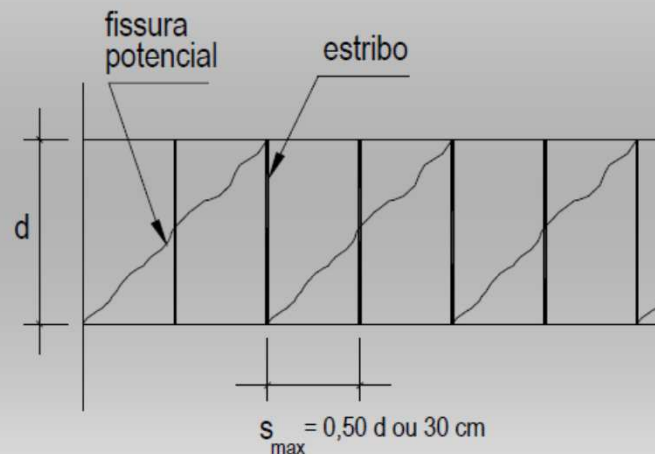
CISALHAMENTO

Conceituação

Espaçamento mínimo para armaduras transversais

$$s \leq 0.5 d$$

$$s \leq 30 \text{ cm (vigas) ou } 60 \text{ cm (paredes)}$$



Armadura transversal mínima (quando necessária)

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

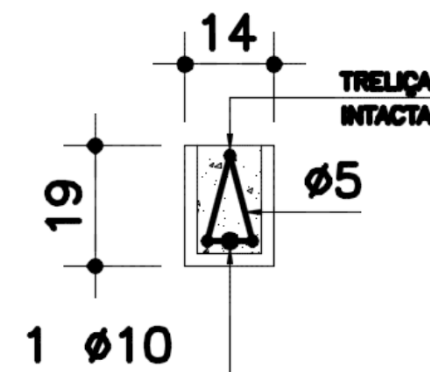
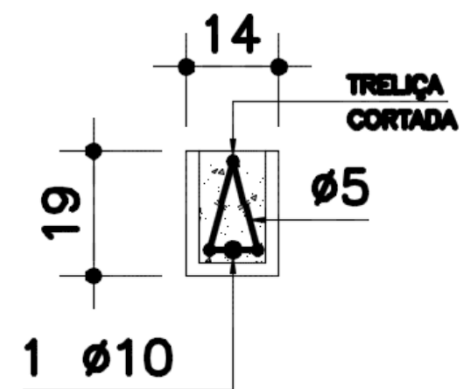
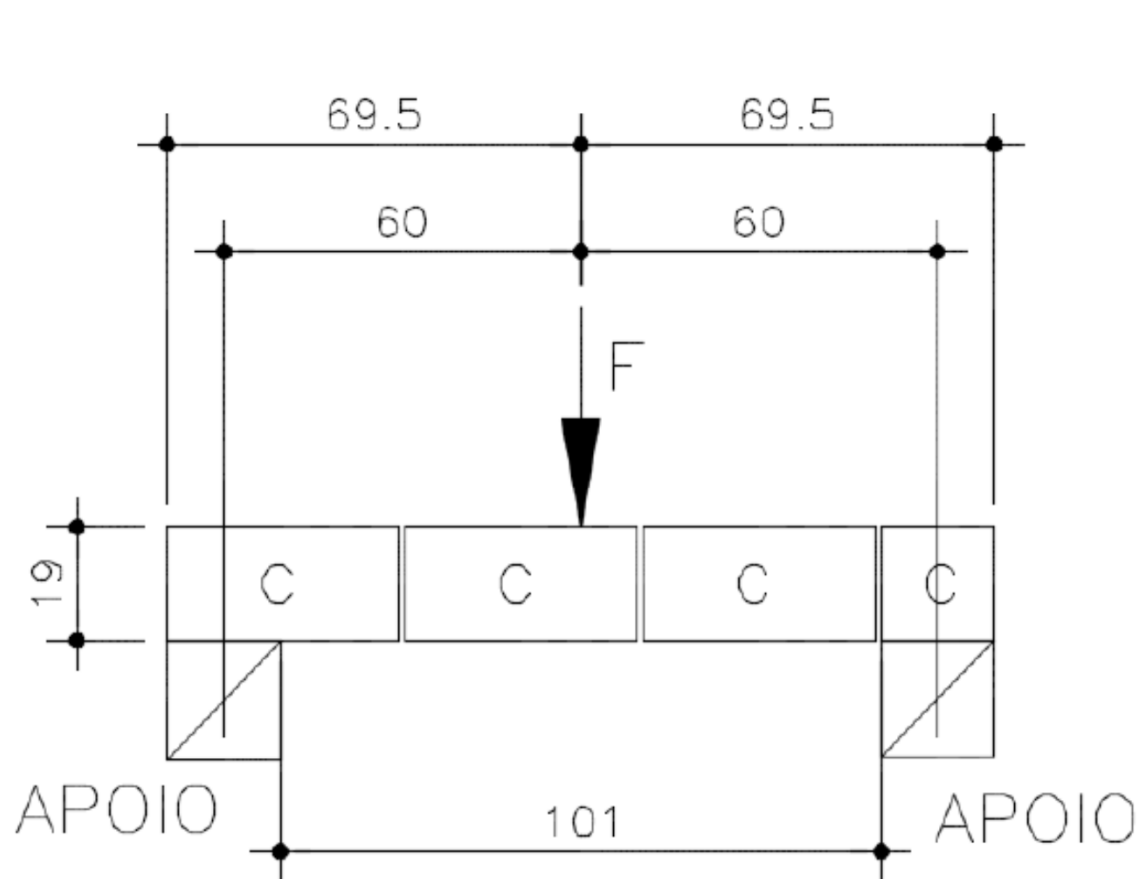
CISALHAMENTO

ENSAIOS UNICAMP



CISALHAMENTO

ENSAIOS UNICAMP



CISALHAMENTO

ENSAIOS UNICAMP



CISALHAMENTO

ENSAIOS UNICAMP



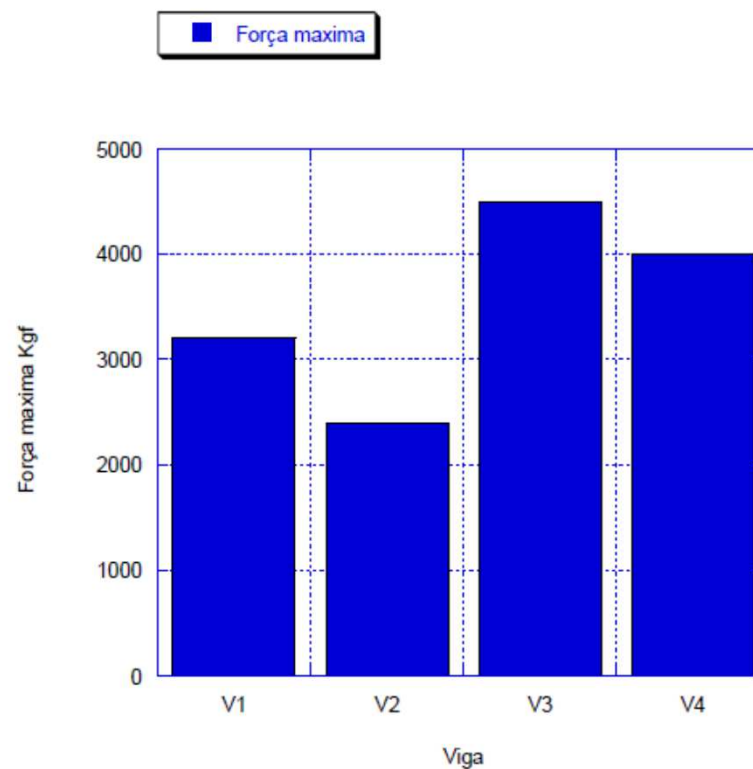
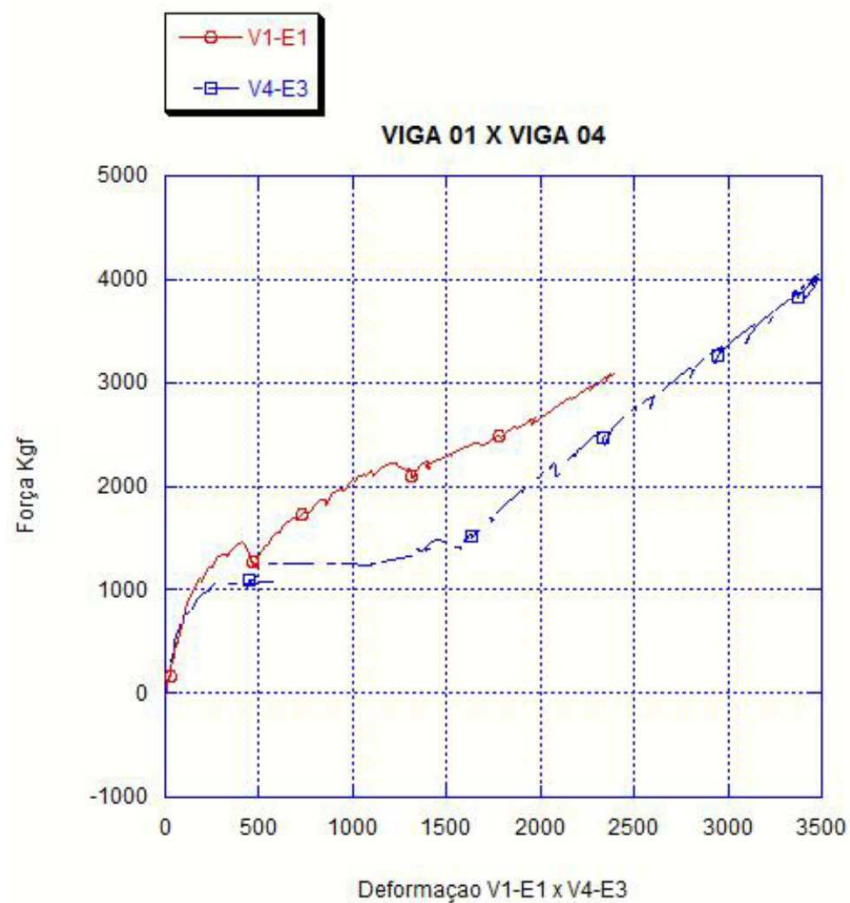
CISALHAMENTO

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):

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

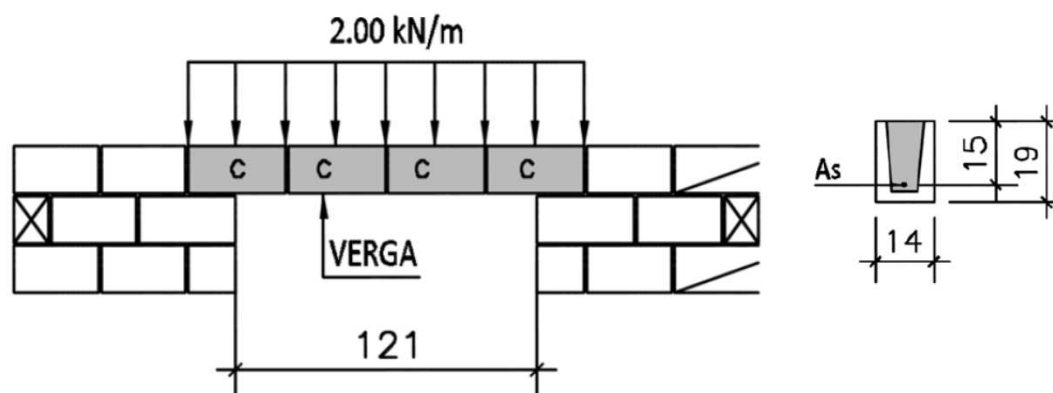


Figura 7.1.4 - Carga total da verga.

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:

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

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

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:

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

$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$: é a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria;

$V_d = 1,4 \cdot V_{k,máx}$: é o valor da cortante de cálculo;

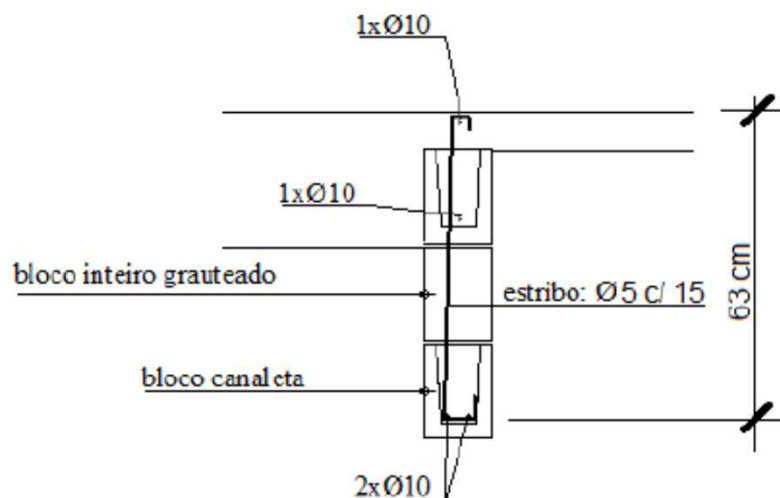
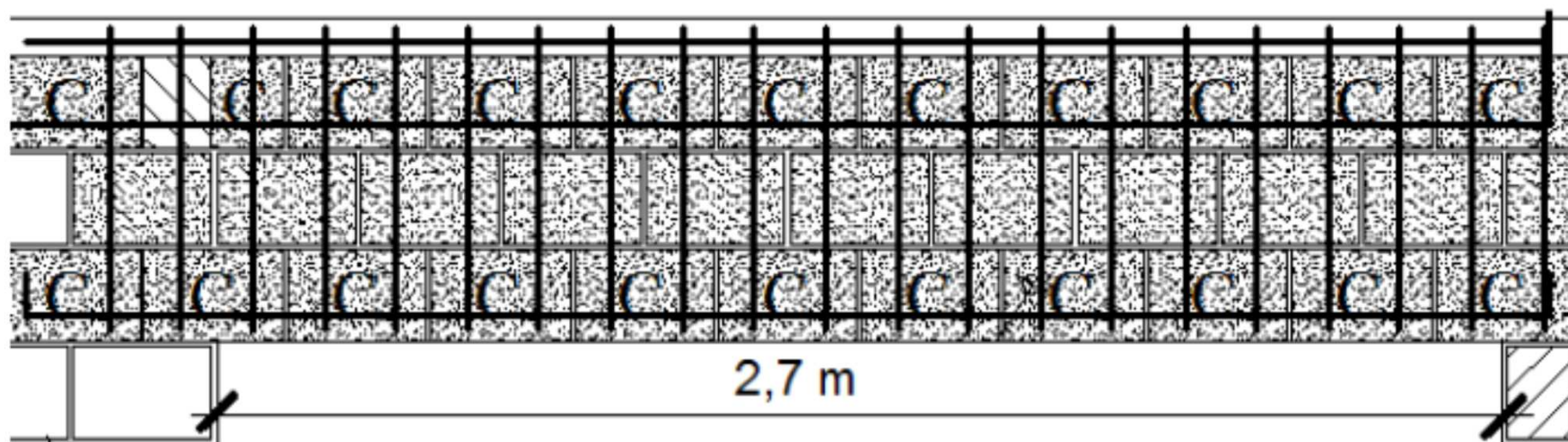
s : é o espaçamento da armadura de cisalhamento;

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:

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

$$0,30 \leq 0,19$$

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 cm²) c/15cm

CISALHAMENTO

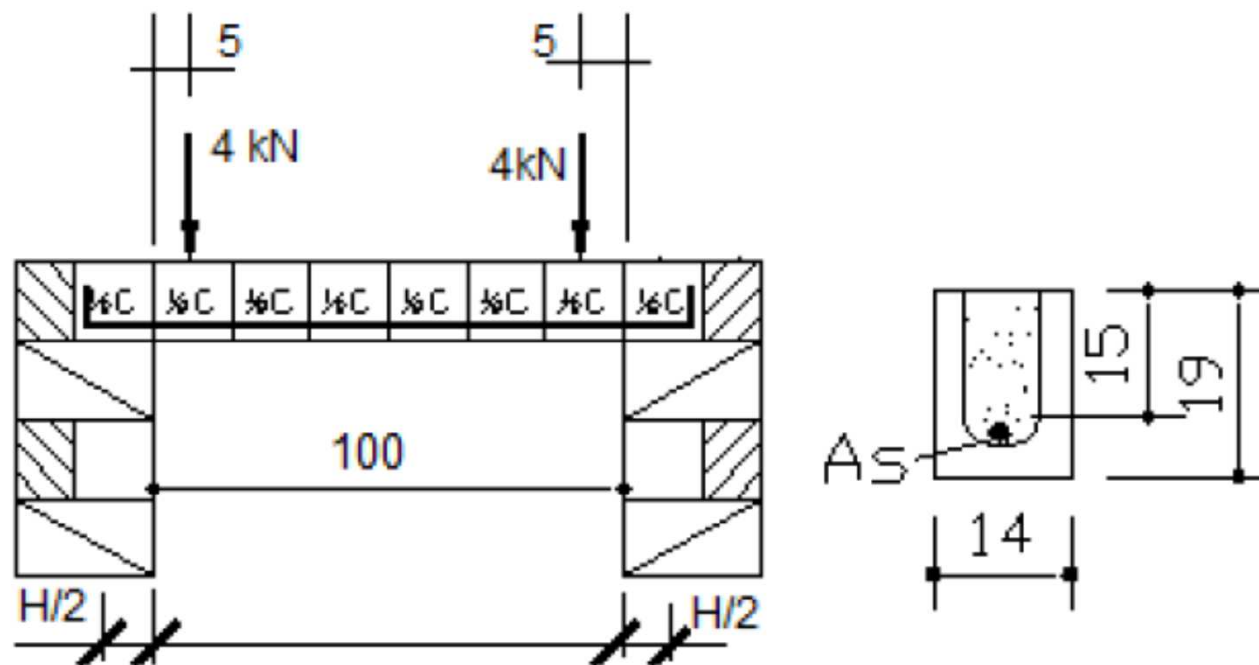
Dimensionamento ELU – Vergas Com cargas concentradas

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

Multiplicando-o pela razão $2d/a_v$.

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

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

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

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

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



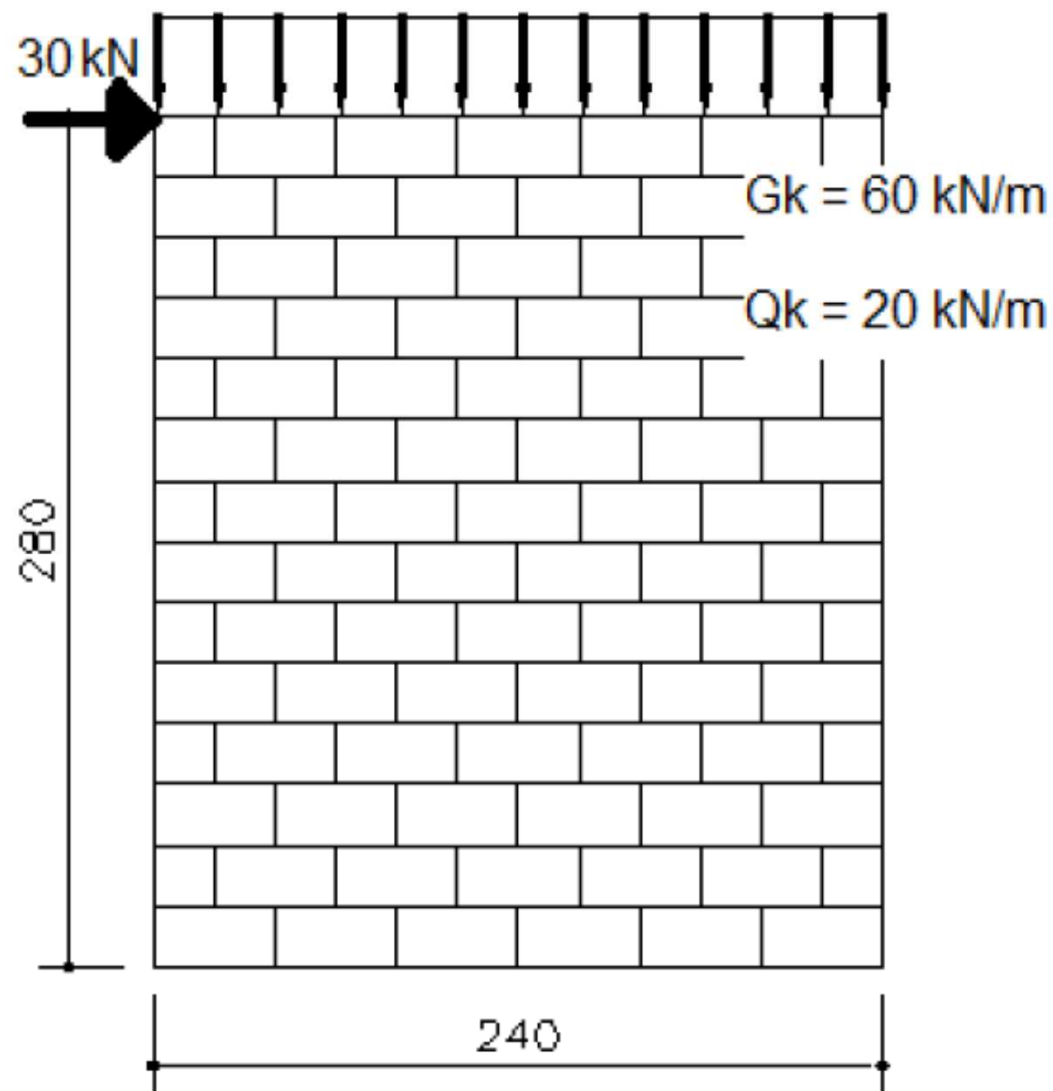
$$\text{máximo} = 0,7 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,7 \text{ MPa}$$

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

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

CISALHAMENTO

Dimensionamento ELU – PAREDE



CISALHAMENTO

Dimensionamento ELU – PAREDE



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

Parede será executada com blocos de **$8,0 \text{ MPa}$** .

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:

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

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 θ_a , e ilustrado na Figura 4.1.1.

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

θ_a : ângulo de desaprumo, medido em radianos;

H : altura do edifício, medido em metros.

AÇÕES HORIZONTAIS

DESAPRUMO

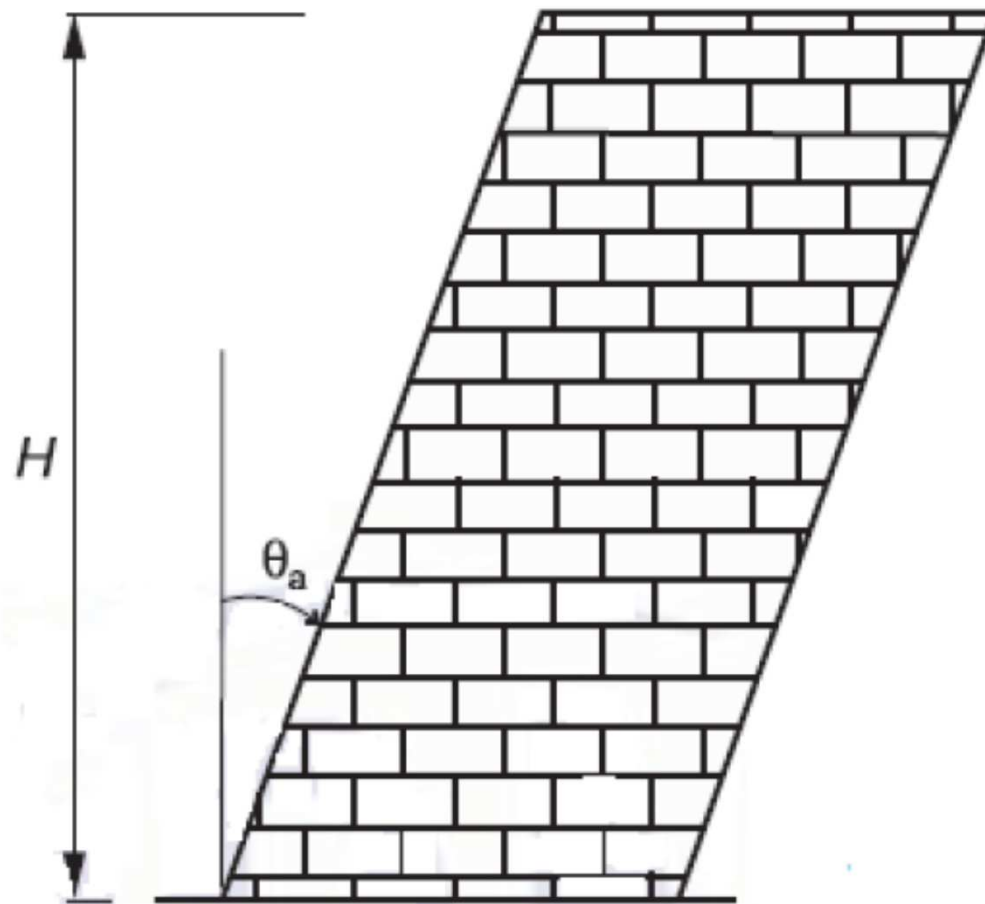


Figura 4.1.1 - Imperfeições geométricas globais.

AÇÕES HORIZONTAIS

DESAPRUMO



A altura total no edifício é 11,60 m

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

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

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

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

AÇÕES HORIZONTAIS

DESAPRUMO

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

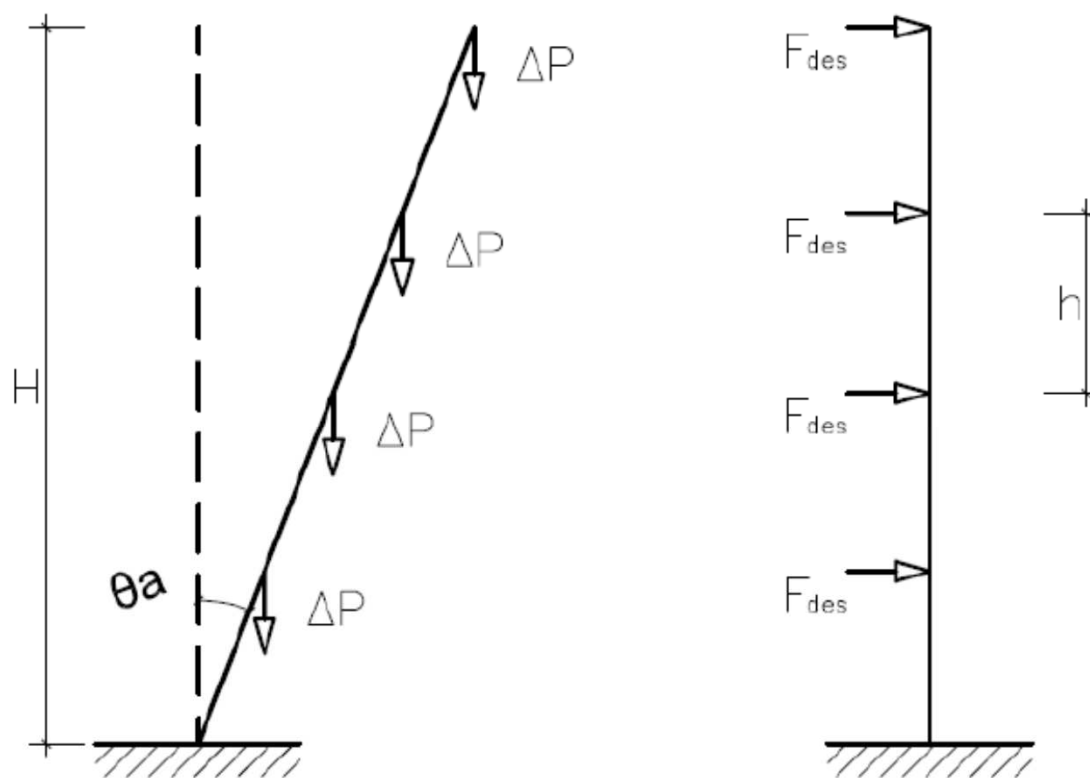


Figura 4.1.2 - Força horizontal equivalente ao desaprumo.

AÇÕES HORIZONTAIS

DESAPRUMO



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

F_{des} , força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP , 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	ΔP (kN)	θ_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

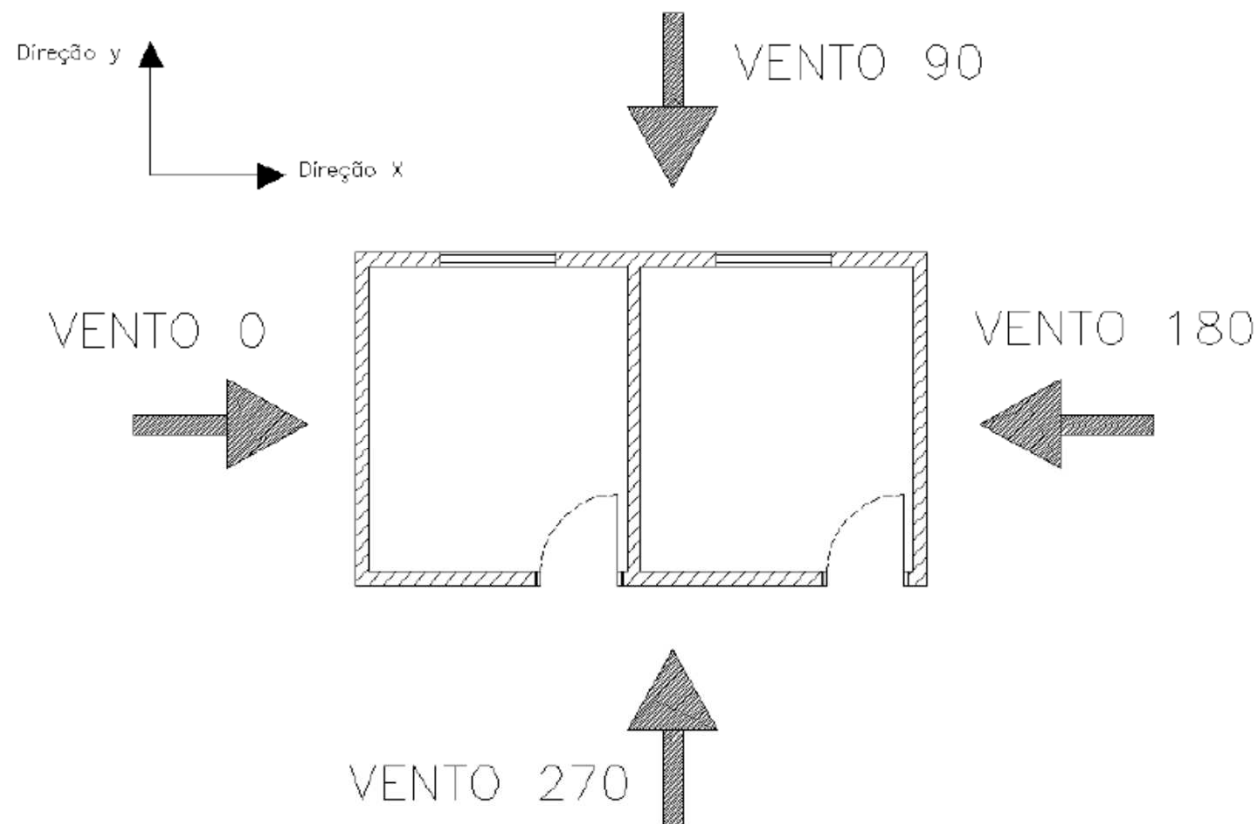


Figura 4.2.1 - Casos de vento no edifício.

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

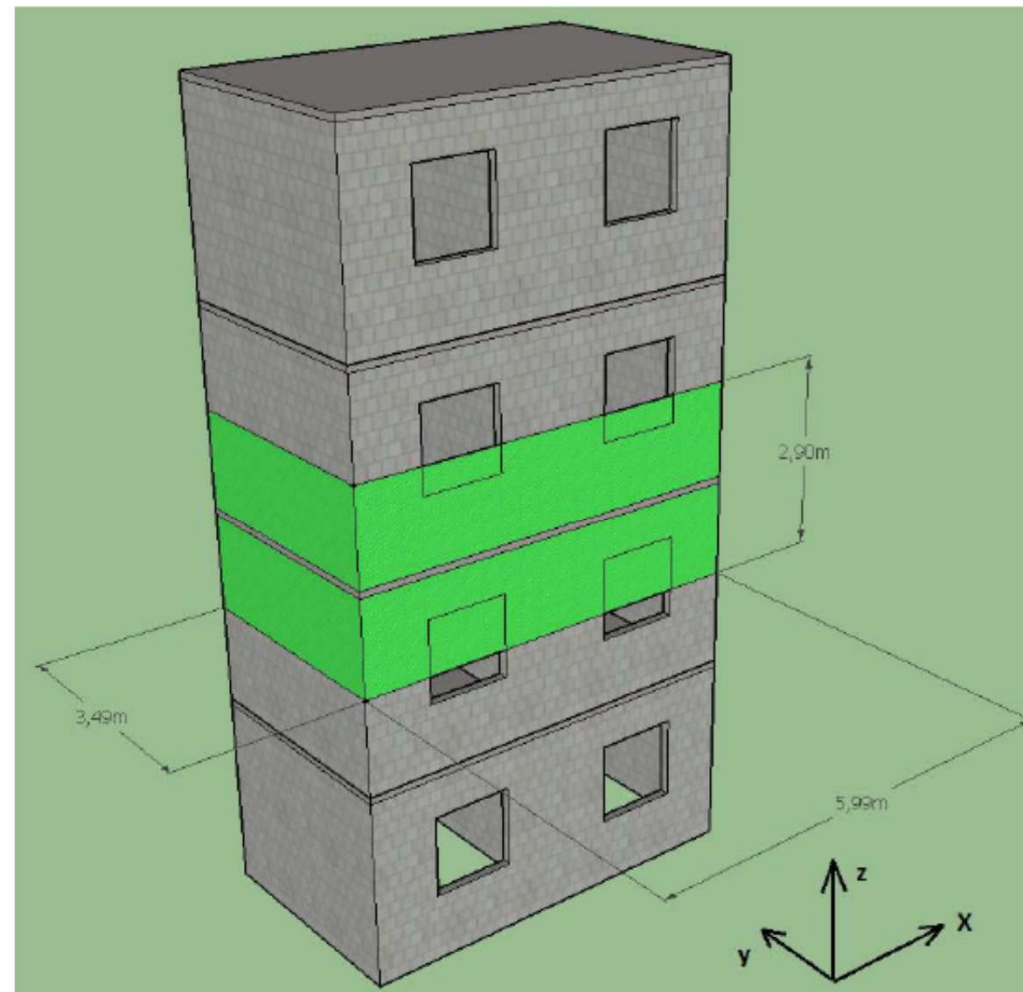


Figura 4.2.2 - Área de influência do pavimento.

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: $C_a = 1,35$

- Vento 0°:

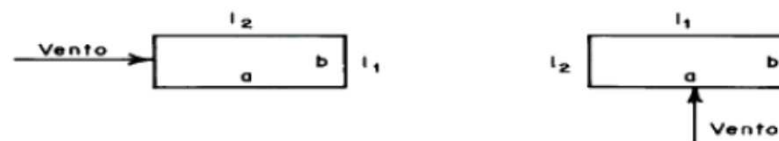
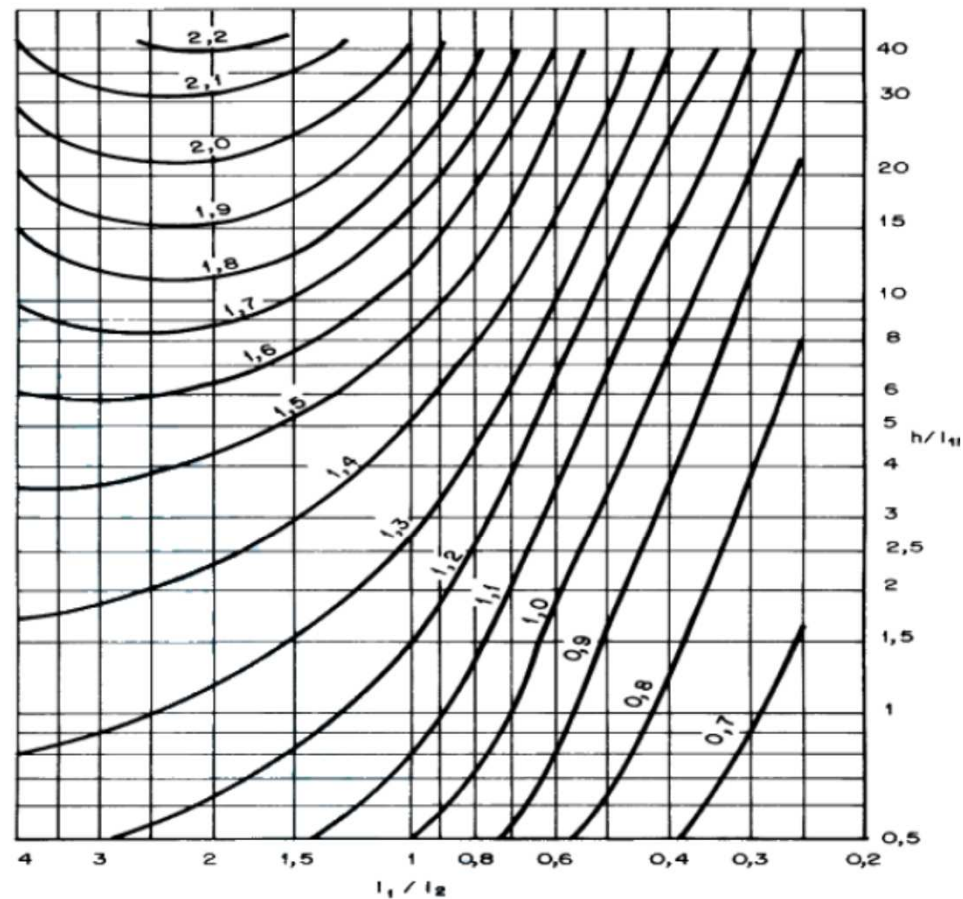
$$H/L_1 = 11,60/3,49 = 3,32$$

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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 0° - 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 0º 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 0° e 180°.

Dados								
V0	45	Fr	1					
S1	1	b	0,94					
S3	1	p	0,1					
Vento 0°		Aexp (H e L)	2,9	3,49	Aexp	10,121	Ca	1,00
$S_2 = b * Fr * (Z/10)^p$			$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$			$q = 0,613 * V_k^2$	$F_v = Ca * q * A$	$F_d = 1,4 F_v$
Pav	Z (m)	S ₂	S ₁	S ₃	V _k (m/s)	q (N/m ²)	F _v (N)	F _d (KN)
cob	11,60	0,954	1,00	1,00	42,93	1129,9	5717,8	8,0
3º Pav	8,70	0,927	1,00	1,00	41,72	1066,7	10796,1	15,1
2º Pav	5,80	0,890	1,00	1,00	40,06	983,6	9955,2	13,9
1º Pav	2,90	0,831	1,00	1,00	37,37	856,3	8666,5	12,1
Térreo	0,00	0,000	1,00	1,00	0,00	0,0	0,0	0,0

AÇÕES HORIZONTAIS

VENTO



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

Dados								
V0	45	Fr	1					
S1	1	b	0,94					
S3	1	p	0,1					
Vento 90°		Aexp (H e L)	2,9	5,98	Aexp	17,342	Ca	1,35
$S_2 = b * Fr * (Z/10)^p$			$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$			$q = 0,613 * V_k^2$	$F_v = Ca * q * A$	$F_d = 1,4 F_v$
Pav	Z (m)	S ₂	S ₁	S ₃	V _k (m/s)	q (N/m²)	F _v (N)	F _d (KN)
cob	11,60	0,954	1,00	1,00	42,93	1129,9	13226,2	18,5
3º Pav	8,70	0,927	1,00	1,00	41,72	1066,7	24973,4	35,0
2º Pav	5,80	0,890	1,00	1,00	40,06	983,6	23028,2	32,2
1º Pav	2,90	0,831	1,00	1,00	37,37	856,3	20047,2	28,1
Térreo	0,00	0,000	1,00	1,00	0,00	0,0	0,0	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.

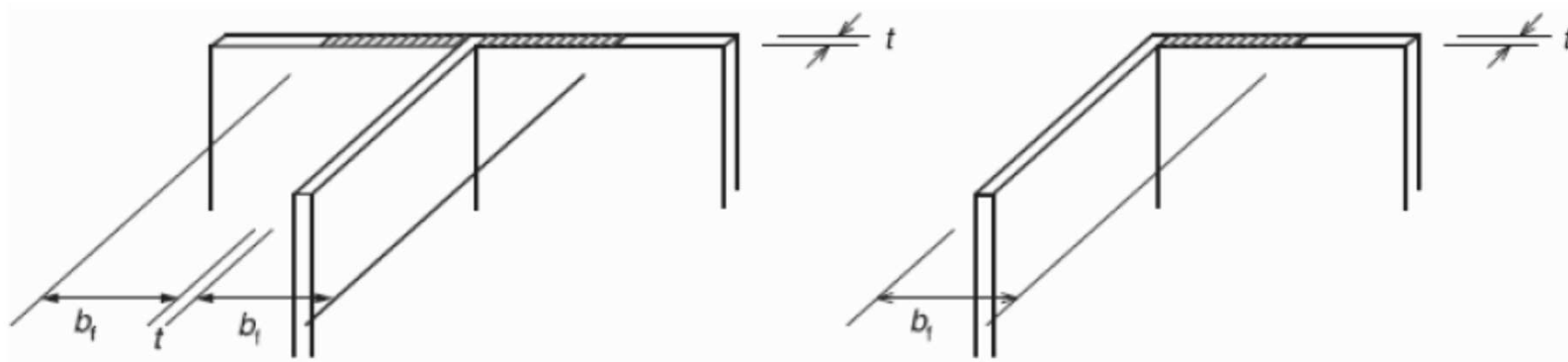
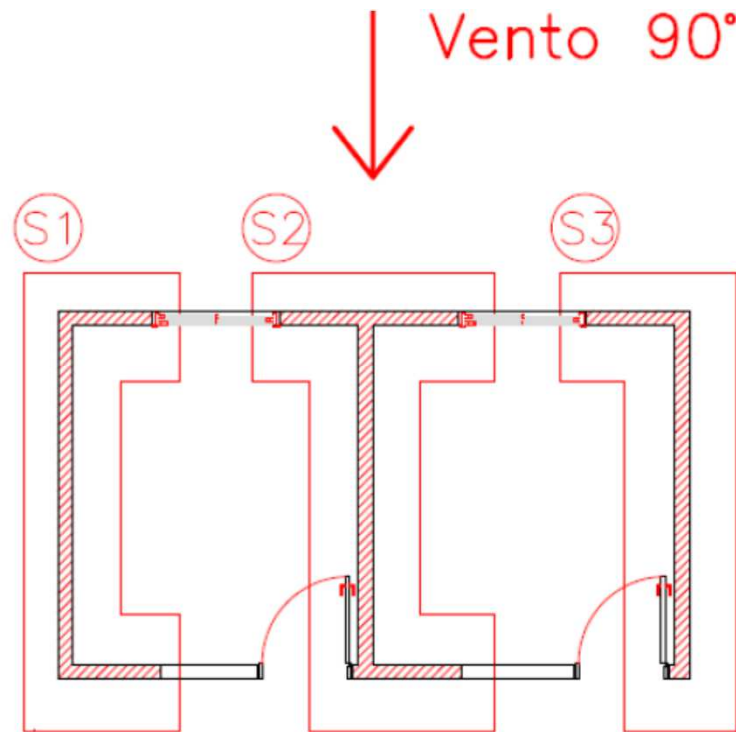


Figura 4.3.1 - Limite do comprimento da flange segundo a NBR15961-1.

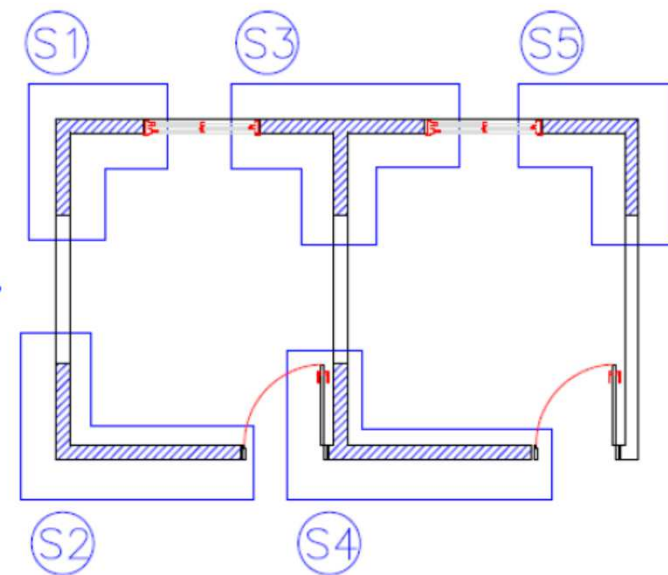
$$b_t \leq 6 \times t.$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

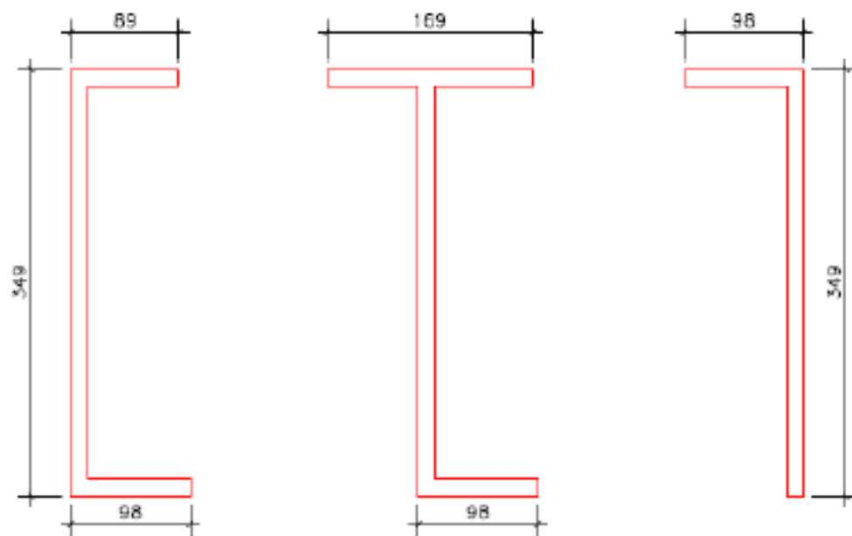


Vento 0°

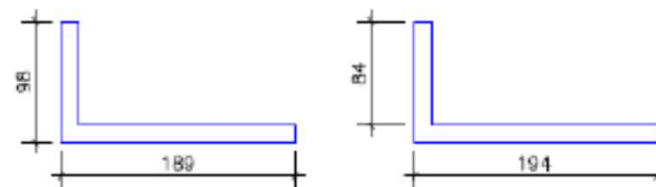
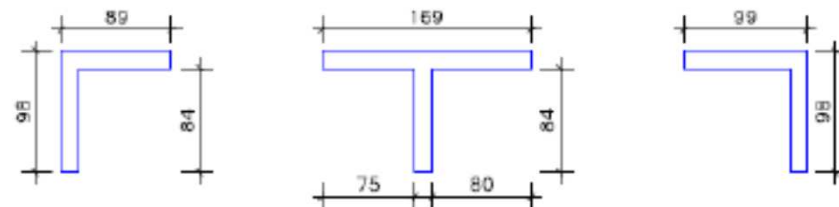


AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES



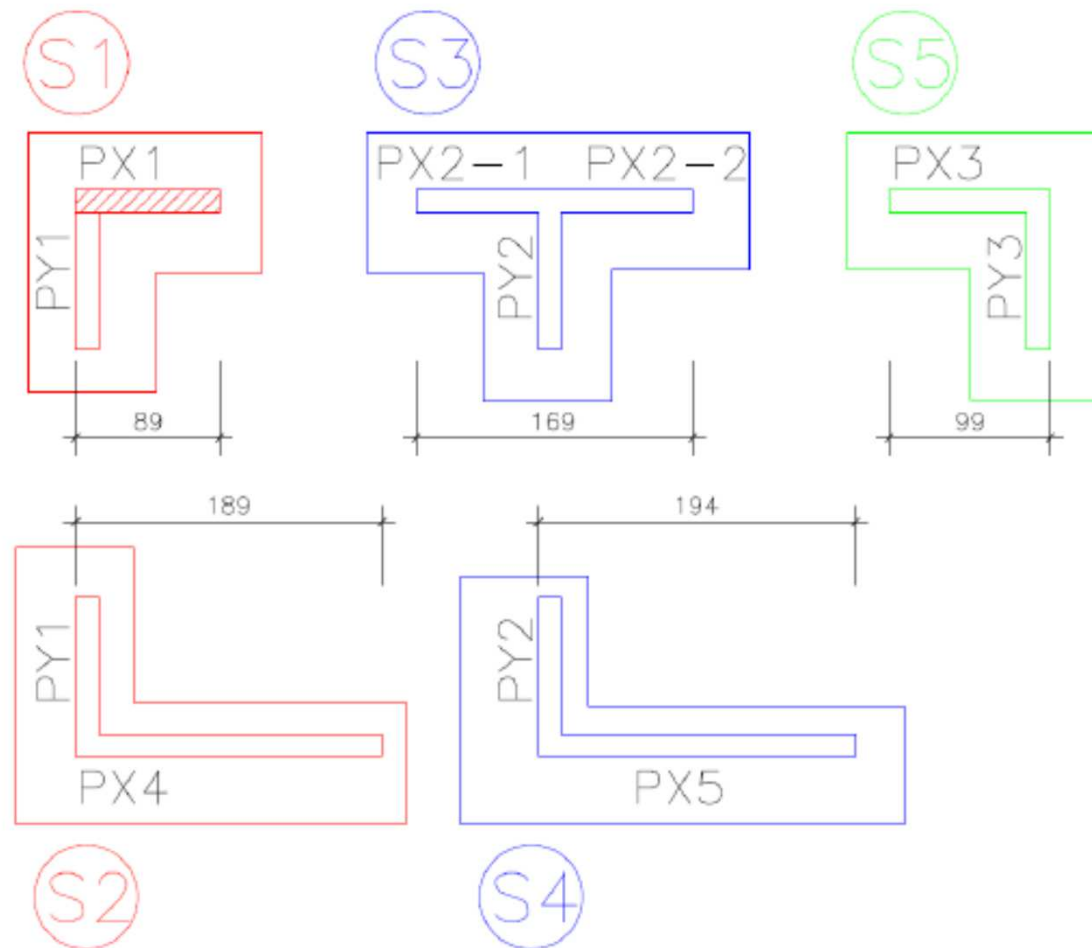
Ventos 90° e 270°



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 - τ_{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 0° e 180°.

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	L_{cis} (cm)	$\sigma_{N,perm,k}$ (MPa)	F_p (N)	$0,9 \sigma_{N,perm,k}$ (MPa)	f_{vk} (MPa)	f_{vd} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação $\tau_{sd} < f_{vd}$
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 90° e 270°.

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	L_{cis} (cm)	$\sigma_{N,perm,k}$ (MPa)	F_p (N)	$0,9 \sigma_{N,perm,k}$ (MPa)	f_{vk} (MPa)	f_{vd} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação $\tau_{sd} < f_{vd}$
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

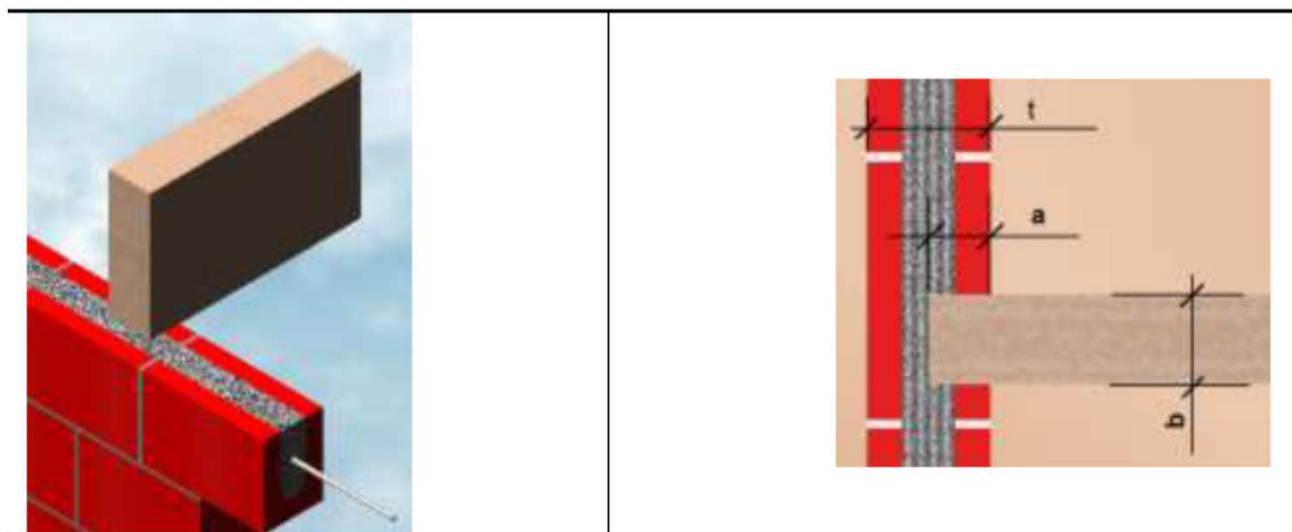


Figura 01

CARGAS CONCENTRADAS

CONCEITOS



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

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

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 45° 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 kN/m^2
- $a > t/3$
- verificação de contato sobre canaleta grauteada:

$$\frac{10 \times 1,4}{0,07 \times 0,10} \leq 1,5 \times 0,7 \times 4800 / 2,0 \rightarrow a \geq \begin{cases} \frac{t}{3} \\ 5 \text{ cm} \end{cases}$$
$$2000 < 2520 \rightarrow O.K.$$