

### 3. DIMENSIONAMENTO

Além da unificação das antigas normas de alvenaria estrutural, pode-se dizer que as principais modificações para o dimensionamento da alvenaria estrutural em relação à versão de 2011 são:

- Inclusão de dimensionamento de paredes esbeltas;
- Possibilidade de considerar o travamento lateral na esbeltez da parede;
- Condição especial para esbeltez de casa térrea;
- Verificação da flexocompressão (cargas verticais com flexão devido à força lateral) por faixas;
- Reformulação na consideração de carga concentrada;
- Revisão na consideração da tensão de escoamento do aço;
- Necessidade de avaliação da conformidade do projeto de estruturas de alvenaria;
- Limites para prédios altos com recomendações mais claras para verificação da estabilidade lateral (redução E, limite  $\gamma_z$ );
- Recomendações atualizadas para execução de vigas de alvenaria estrutural (ELU e ELS);
- Inclusão de prescrições para o dimensionamento de grandes painéis sujeitos à ação lateral fora do plano;
- Incorporado anexo sobre alvenaria participante no contraventamento de edificações aporticadas;
- Inclusão de anexo informativo com especificações conhecidas de  $f_{bk}$ ,  $f_{pk}$ ,  $f_a$ ,  $f_{gk}$  e  $f_{pk}^*$ .

Estes tópicos serão abordados nos próximos capítulos.

#### 3.1 Propriedades da alvenaria e de seus componentes

Na ABNT NBR 16868:2020, a seção de propriedades dos materiais foi revisada, sendo eliminado o limite de 16 GPa para o módulo de deformação da alvenaria com blocos de concreto ( $E_a$ ). A justificativa para o limite máximo anterior era a inexistência de resultados de ensaio na literatura

internacional. Os valores indicados atualmente foram baseados em ensaios nacionais relatados em Fortes.<sup>1</sup> A relação entre  $E_a$  e a resistência do prisma ( $f_{pk}$ ) depende da resistência do bloco ( $f_{bk}$ ), variando de  $800 \cdot f_{pk}$  para blocos de concreto de baixa resistência a  $700 \cdot f_{pk}$  para blocos de concreto de alta resistência. Os valores das propriedades da alvenaria podem ser adotados de acordo com a Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** Propriedades da alvenaria.

Propriedade		Valor
Bloco de concreto	Módulo de deformação longitudinal	$800 f_{pk}$ para $f_{bk} \leq 20$ MPa
		$750 f_{pk}$ para $f_{bk} = 22$ e $24$ MPa
		$700 f_{pk}$ para $f_{bk} \geq 26$ MPa
	Coeficiente de Poisson	0,20
	Coeficiente de dilatação térmica linear	$9,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coeficiente de deformação unitária por retração da alvenaria*	$500 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
Coeficiente de fluência específica (considerando tensões na área líquida, ajustar valores para área bruta, conforme caso)		0,36 mm/m/MPa
* Este valor deve ser aumentado para $600 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ quando os blocos forem produzidos sem cura a vapor e na verificação de perdas quando a protensão for aplicada antes de 14 dias após a execução da parede.		

Sabe-se que a resistência à compressão de uma parede não é diretamente proporcional à resistência à compressão da argamassa devido ao confinamento a que ela está sujeita entre os blocos e pelo fato de que o bloco usualmente rompe por tração lateral. Entretanto a argamassa tem grande influência em outros fatores (resistência ao cisalhamento e à tração), sendo sugerido o valor mínimo de 4,0 MPa e o valor máximo de 70% da resistência do bloco na área líquida. Para evitar riscos de fissuras, a ABNT NBR 16868-1 limita a resistência à compressão da argamassa a 1,5 vez a resistência característica especificada para o bloco na área bruta. O limite máximo pretende evitar erros comuns na execução de edifícios de baixa altura, em que o construtor, de maneira equivocada, entende que o uso de argamassa forte seria adequado. Em edifícios altos, o uso de argamassa mais forte é necessário e fundamental para garantir a resistência de prisma. Nesses casos, devido à grande tensão de compressão existente, o risco de fissuras por baixa resistência a tração é menor.

O valor mínimo da resistência à compressão característica do graute deve ser de 15 MPa, inclusive para considerações das sugestões presentes no novo Anexo F da ABNT NBR 16868-1:2020. É importante respeitar também um valor máximo para resistência, sendo sugerido que a resistência do graute não seja superior a 150% da resistência do bloco na área líquida, exceto para casos de graute de 15 MPa. Quanto às armaduras, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, pode-se admitir o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa. O limite mínimo para resistência do graute foi adotado para permitir aderência entre a armadura e este concreto. O limite máximo advém da constatação de que não há aumento da resistência de prisma quando a resistência de graute é muito superior à resistência do material do bloco, em comparação com o prisma em que o material do bloco e graute tem resistência semelhante.

Como se trabalha com valores característicos, é necessário estipular um valor para o coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria ( $\gamma_m$ ). A premissa adotada pelo comitê de estudo foi manter o atual nível de segurança de obras em alvenaria estrutural, uma vez que não há relatos de problemas com este tipo de obra quando dimensionadas desde a versão de 1989 da norma. Assim, permaneceram os valores para a verificação no estado-limite último (ELU) de  $\gamma_m = 2,0$  para combinações normais e  $\gamma_m = 1,5$  para combinações especiais ou de construções e excepcionais. Também continua o valor de  $\gamma_m = 1,0$  para a verificação no estado-limite de serviço (ELS). Exceção é feita no caso de dimensionamento de estruturas de casas térreas com alvenarias de 9 cm, onde se deve adotar  $\gamma_m = 3,0$ .

### 3.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão de uma parede é altamente dependente do tipo de bloco a ser utilizado. A resistência característica à compressão simples da alvenaria ( $f_k$ ) deve ser determinada com base no ensaio de paredes. Entretanto, nas alvenarias de blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm a relação entre a resistência de parede e de prisma ( $f_{pk}/f_k$ ) pode ser estimada em 0,7, ou seja,  $f_k = 0,7 \cdot f_{pk}$ . Uma inovação da recente norma ABNT NBR 16868-1 é a inclusão do uso de tijolos para construção de edificações em alvenaria estrutural; nestes casos, a relação da resistência de parede pode ser estimada como 60% da resistência do prisma de tijolos.

Outra atualização da nova norma foi a apresentação de valores de referência para especificação das resistências dos materiais e prisma em função da resistência do bloco (Tabela 3.2). Apesar dos valores sugeridos serem apenas indicativos, devendo ser confirmados na caracterização prévia dos materiais durante o controle de obra, entende-se que tais valores são de grande utilidade ao projetista para que possa especificar no projeto os materiais a serem utilizados no empreendimento. A tabela, que já fazia parte da primeira edição deste livro, foi incorporada à norma de alvenaria e sofreu pequeno ajuste.

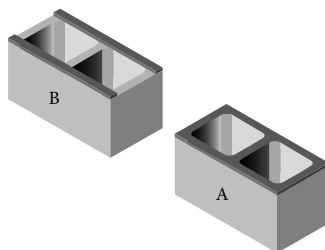
**Tabela 3.2** Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural.

Bloco vazado de concreto conforme ABNT NBR 6136 Dimensões: 14 × 19 × 39 cm	Resistências características à compressão (MPa)					$f_{pk} / f_{bk}$	$f_{pk} / f_{pk^*}$
	$f_{bk}$	$f_a$	$f_{gk}$	$f_{pk}$	$f_{pk}^*$		
	3,0	4,0	15,0	2,4	4,8	0,80	2,00
	4,0	4,0	15,0	3,2	6,4	0,80	2,00
	6,0	6,0	15,0	4,5	7,9	0,75	1,75
	8,0	6,0	20,0	6,0	10,5	0,75	1,75
	10,0	8,0	20,0	7,0	12,3	0,70	1,75
	12,0	8,0	25,0	8,4	13,4	0,70	1,60
	14,0	12,0	25,0	9,8	15,7	0,70	1,60
	16,0	12,0	30,0	10,4	16,6	0,65	1,60
	18,0	14,0	30,0	11,7	18,7	0,65	1,60
	20,0	14,0	35,0	12,0	19,2	0,60	1,60
	22,0	18,0	35,0	12,1	19,4	0,55	1,60
	24,0	18,0	40,0	13,2	21,1	0,55	1,60

$f_{bk}$  = resistência característica à compressão do bloco;  
 $f_a$  = resistência característica à compressão da argamassa;  
 $f_{gk}$  = resistência característica à compressão do graute;  
 $f_{pk}$  = resistência característica à compressão do prisma;  
 $f_{pk}^*$  = resistência característica à compressão do prisma cheio (2 furos grauteados).

O ensaio de prisma é realizado com dois blocos e uma junta de argamassa, conforme prescrito pela ABNT NBR 16868-3:2020. Na construção do corpo de prova (assentamento de um bloco sobre outro, formando o prisma de dois blocos e uma junta de argamassa), deve-se dispor a argamassa em toda a face horizontal do bloco (e não apenas nas laterais). A ideia é que o ensaio seja padronizado, com ajustes no dimensionamento de acordo com o tipo de construção. A referência para cálculo da resistência de prisma

continua sendo a área bruta do bloco. Quando a argamassa for disposta apenas em dois cordões laterais (Figura 3.1B), deve-se reduzir a resistência da alvenaria, calculada e controlada a partir de um ensaio de prisma com argamassa sobre todo o bloco (Figura 3.1A) em 20%.



**Figura 3.1** Formas de disposição da argamassa.

Elementos comprimidos terão sempre o problema de flambagem inerente a esse tipo de esforço. Quanto mais esbelta for a parede, menor será a resistência à compressão desta. A esbeltez depende da espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) e da altura efetiva ( $h_{ef}$ ) da parede. A altura efetiva é equivalente ao comprimento de flambagem na nomenclatura clássica da resistência dos materiais e depende do tipo de vinculação da parede e da altura real. Antes da atualização de norma, apenas duas considerações eram possíveis:

- Parede com travamento lateral na base e topo (apoio-apoio):  $h_{ef}$  = altura da parede;
- Parede sem travamento no topo (engaste livre):  $h_{ef} = 2 \times$  altura da parede.

Na nova ABNT NBR 16868-1:2020 é prevista a consideração de travamentos laterais para a consideração da altura efetiva. Neste caso, as paredes de travamento devem ter comprimento mínimo (calculado diminuindo-se a espessura da parede a ser travada) igual a 1/5 da altura da parede, sendo travada e no mínimo da mesma espessura desta (Figura 3.2). Além disso, as paredes laterais devem ter travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior. A formulação proposta para casos em que houver travamento lateral transversal à parede é o menor valor de  $h_e$  entre:

- $h_e \leq \alpha_v \cdot h$
- e
- $h_e \leq 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell}$

em que:

$\alpha_v$  é coeficiente de esbeltez vertical:

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, superior e inferior;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades, superior ou inferior.

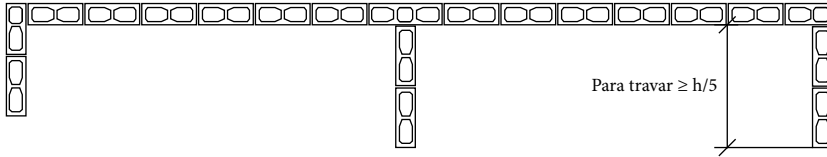
$\alpha_h$  é coeficiente de esbeltez horizontal:

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, esquerda e direita;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades, esquerda ou direita.

$h$  é a altura do painel;

$\ell$  é a largura do painel.

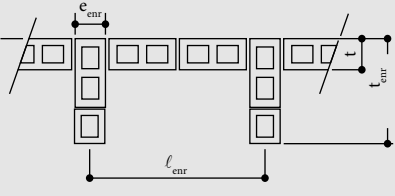


**Figura 3.2** Travamento lateral.

A espessura efetiva é uma simplificação do raio de giração ( $\sqrt{I/A}$ ), usualmente utilizado para cálculo do comprimento de flambagem. Se não houver enrijecedores na parede, a espessura efetiva é a sua própria espessura. No caso de paredes com enrijecedores, a espessura efetiva representa uma aproximação do aumento no valor do raio de giração para paredes em comparação com uma parede de seção retangular. Para cálculo, deve-se consultar a Tabela 3.3 para obter o valor do aumento da espessura efetiva. Destaca-se que este conceito não foi modificado em relação à norma anterior.

- $t_{ef} = \delta t$

**Tabela 3.3** Espessura efetiva – coeficiente  $\delta$ .

	$l_{enf}/e_{enf}$	$t_{enf}/t = 1$	$t_{enf}/t = 2$	$t_{enf}/t = 3$
	6	1,0	1,4	2,0
	8	1,0	1,3	1,7
	10	1,0	1,2	1,4
	15	1,0	1,1	1,2
	20 ou mais	1,0	1,0	1,0

A relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva é definida como índice de esbeltez ( $\lambda$ ). A espessura efetiva e o índice de esbeltez devem respeitar os seguintes limites:

- Espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) para edificações com mais de dois pavimentos
  - $\geq 14$  cm (paredes);
  - $\geq 19$  cm (pilares).
- Índice de esbeltez ( $h_{ef}/t_{ef}$ )
  - Alvenaria não armada  $\leq 24$  (a norma permite  $h_{ef}/t_{ef} \leq 30$  para casas térreas utilizando  $\gamma_m = 3,0$ );
  - Alvenaria armada  $\leq 30$  (permitido  $h_{ef}/t_{ef} > 30$  com dimensionamento refinado).

A ABNT NBR 16868:2020 permite ainda alvenaria armada sem qualquer limite de esbeltez, porém com cálculo refinado e limitado a paredes sob baixa tensão de compressão, levando em conta efeitos de 2ª ordem (ver item 3.7).

Usualmente, a resistência à compressão é referida à direção vertical, perpendicular à fiada de assentamento, caso comum e usual na realização da resistência dos ensaios de prismas. Entretanto existem situações em que a resistência à compressão de interesse é a referida à direção horizontal, paralela à fiada. Ensaios mostram que a resistência à compressão na direção horizontal é inferior à vertical. Quando não se dispõem de ensaios que permitam a obtenção precisa da resistência à compressão na direção paralela à fiada, esta pode ser estimada igual a:

- $f_{k, \text{horizontal}} = f_{k, \text{vertical}}$  se toda a seção horizontal for grauteada (por exemplo, formada por canaletas totalmente grauteadas);
- $f_{k, \text{horizontal}} = 0,5 \cdot f_{k, \text{vertical}}$  se toda a seção horizontal não for grauteada.

A formulação simplificada encontrada na normalização brasileira admite excentricidade de carregamento igual a 10% da espessura da parede ( $e = 0,1 \cdot t_{ef}$ ) e o valor de  $E = 1.000 \cdot f_p$ , sendo adotado o redutor da resistência à compressão de paredes devido à flambagem:

$$\bullet \quad R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right]$$

Deve-se destacar que a possibilidade de utilizar armadura para aumentar a resistência à compressão de paredes de alvenaria não é considerada na atual norma brasileira, porém pode ser considerada para pilares. A resistência característica da parede,  $f_k$ , é admitida igual a 70% de  $f_{pk}$  (prisma característico) para o caso de blocos. Têm-se então:

PAREDES E PILARES NÃO ARMADOS:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq \begin{cases} 1,0 & \text{paredes} \\ 0,9 & \text{pilares} \end{cases} \times \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} R \times A, \text{ usualmente com } \gamma_f = 1,4 \text{ e } \gamma_m = 2,0.$$

PILARES ARMADOS:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq \left( \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \times A + \frac{A_s \times f_s}{\gamma_s} \right) \times R, \text{ usualmente com } \gamma_f = 1,4, \gamma_m = 2,0 \text{ e } \gamma_s = 1,15.$$

$$f_s \leq \begin{cases} 250 \text{ MPa, para o espaçamento de estribos } \leq 24 \times \phi_\ell \\ 500 \text{ MPa, para o espaçamento de estribos } \leq 12 \times \phi_\ell \end{cases}$$

$\phi_\ell$  é o diâmetro da armadura longitudinal



Outro caso de dimensionamento a compressão é o da verificação do ponto de contato de cargas concentradas. Em cargas concentradas não existe o problema de flambagem no ponto de contato. Neste ponto também é possível considerar o aumento da resistência à compressão uma vez que as tensões concentradas na região de contato estarão confinadas por tensões menores ao redor dessa região. Segundo a ABNT NBR 16868-1:2020, forças de compressão que se concentram em regiões podem ser verificadas considerando um aumento no limite de resistência na região. Recomenda-se que o apoio seja feito sempre em canaleta grauteada (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 uma propagação da carga a 45°, verifica-se a necessidade de executar ainda este coxim nas fiadas inferiores. Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio bloco afastado da extremidade da parede.

Tensões em região de contato com as dimensões “a” e “b” maiores ou iguais a 50 mm ou  $t/3$  devem ser menores que:

$$\bullet \quad \sigma_d \leq 1,2 \cdot k \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$$

em que:

$\sigma_d$  é a tensão de contato em valor de projeto somada à tensão aplicada à parede antes da inserção da carga concentrada;

k é o fator para resistência de contato:

- em alvenaria maciça ou grauteada, nos casos em que a tensão de contato da carga concentrada é maior ou igual a 80% da tensão

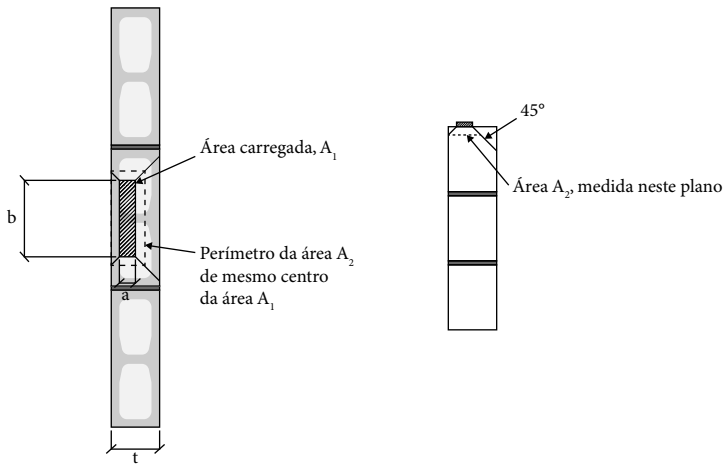
$$\sigma_d: k = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0;$$

- para os demais casos:  $k = 1,0$ .

$A_1$  é a área de contato carregada uniformemente;

$A_2$  é a área máxima até à extremidade da seção, de mesma forma e centro de gravidade de  $A_1$ , conforme Figura 3.3.

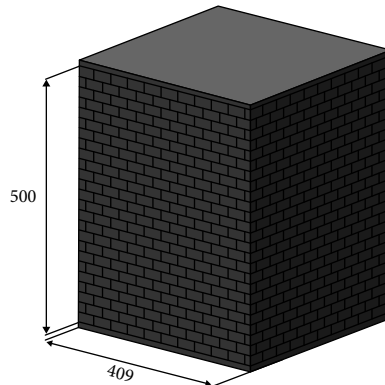
Em outros casos, a tensão deve ser no máximo igual a  $f_d$ . Esforços de fendilhamento considerados importantes devem ser verificados, podendo ser utilizado o modelo de biela e tirante da ABNT NBR 6118.



**Figura 3.3** Cargas concentradas.

### 3.2.1 Exemplo – travamento para caixa-d'água

Verificar se será necessário a utilização de alvenaria armada ou não armada para as paredes que protegerão a caixa-d'água de uma edificação. Dados: altura = 5,00 m; largura = 4,09 m.



- $\alpha_v = 1,0$  (há travamentos que restringem as extremidades superior e inferior);
- $\alpha_h = 1,0$  (há travamentos que restringem as extremidades esquerda e direita);

- $h = 5,0$  m;
- $\ell = 4,09$  m.

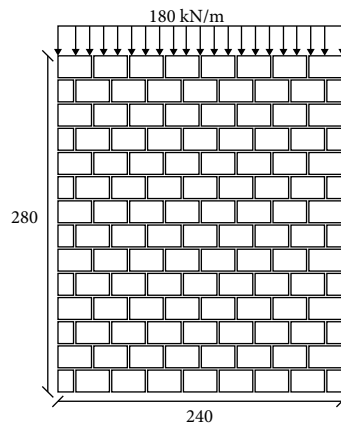
$$h_e \leq \begin{cases} \alpha_v \cdot h = 1,0 \cdot 5,0 = 5,0 \\ \text{ou} \\ 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell} = 0,7 \cdot \sqrt{1,0 \cdot 5,0 \cdot 1,0 \cdot 4,09} = 3,16 \end{cases}$$

$$h_{ef}/t_{ef} = 3,16/0,14 = 22,6 < 24 \rightarrow \text{alvenaria não armada}$$

### 3.2.2 Exemplo – dimensionamento a compressão simples – ELU

Considerando a utilização de blocos de concreto de 14 cm de espessura e a parede apoiada em cima e em baixo, determinar a resistência do bloco para:

- espalhamento de argamassa em toda a face superior dos blocos;
- espalhamento de argamassa em dois cordões laterais apenas;
- considerando parede grauteada e que a carga já inclui o peso do graute.



- $t_{ef} = 14$  cm,  $h_{ef} = 280$  cm;  $h_{ef}/t_{ef} = 280/14 = 20 \rightarrow \text{alvenaria não armada OK}$
- $A = 0,14 \cdot 2,40 = 0,336$  m<sup>2</sup>
- $f_k = 180 \cdot 2,40 = 432$  kN

- $\frac{1,4 \cdot 432}{0,336} \leq 1,0 \times \frac{0,7f_{pk}}{2,0} \left[ 1 - \left( \frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 \right]$
- $f_{pk} \geq 5878 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5,9 \text{ MPa}$

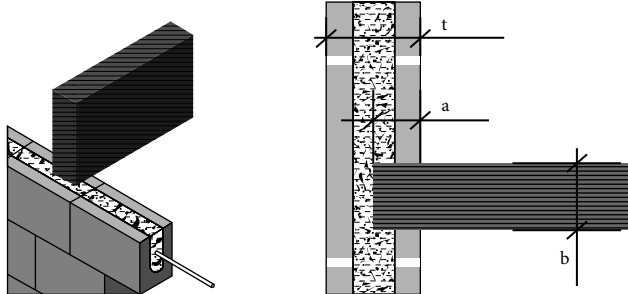
Admitindo espalhamento de argamassa em toda a face de assentamento → **bloco de 8 MPa**:  $f_{pk} = 6,0 \text{ MPa}$  (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico maior ou igual a 6,0 MPa.

Considerando diminuição de resistência de 20% pelo fato de ter apenas dois cordões laterais:  $f_{pk} \geq 5,9 / (0,8 \times 0,8) = 9,2 \text{ MPa}$  → **bloco de 14 MPa** (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico, não médio, maior ou igual a 9,2 MPa.

Considerando parede totalmente grauteada → **bloco de 4 MPa**:  $f_{pk^*} = 6,4 \text{ MPa}$  (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico, não médio, maior ou igual a 6,0 MPa.

### 3.2.3 Exemplo – carga concentrada – ELU

Considerando as figuras a seguir, com viga de madeira de seção  $10 \times 30 \text{ cm}$  apoiando 7 cm dentro no topo de uma parede executada com blocos de concreto de 3 MPa (última fiada executada com canaletas grauteadas). Se a reação da viga for igual a 12 kN, é possível apoiá-la desta forma?



- área de contato:  $a = 7 \text{ cm}$ ;  $b = 10 \text{ cm}$ ;
- espessura da parede:  $t = 14 \text{ cm}$ .

Bloco de concreto de 3 MPa totalmente grauteado  $\rightarrow f_{pk^*} = 4,8 \text{ MPa}$  ou  $4.800 \text{ kN/m}^2$  (ver Tabela 3.2);

- $a > t/3$ ;
- $A_1 = A_2 \rightarrow k = 1,0$ ;
- verificação de contato sobre canaleta grauteada:

$$\frac{1,4 \cdot 12}{0,07 \cdot 0,10} \leq 1,2 \times \frac{4800}{2,0} \qquad 2400 < 2880 \rightarrow \text{OK}$$

3.3 Resistência ao cisalhamento

As tensões de cisalhamento em paredes de alvenaria seguem 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 parcela de resistência ao cisalhamento da alvenaria depende do traço de argamassa utilizada, que influencia a aderência inicial ( $\tau_0$ ) e o nível de pré-compressão ( $\mu\sigma$ ), com coeficiente de atrito  $\mu = 0,5$ . Segundo a norma ABNT NBR 16868-1:2020, o valor característico da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes,  $f_{vk}$ , é indicado na Tabela 3.4 em função da faixa de resistência da argamassa. Os valores são válidos para assentamento com juntas verticais preenchidas durante o assentamento e apenas para argamassas tradicionais de cimento, cal e areia, sem aditivos ou adições. No caso de argamassa industrializada, com uso de aditivo, recomenda-se realizar ensaio de caracterização da alvenaria para se obter a resistência ao cisalhamento.

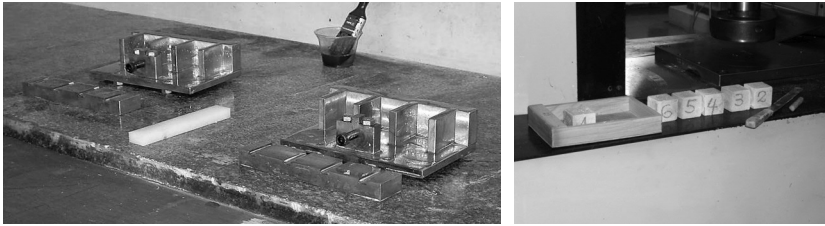
Tabela 3.4 Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes.

Resistência média de compressão da argamassa (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$f_{vk}$	$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$
$\sigma$ é a tensão normal, considerando apenas 90% das cargas permanentes em valor característico.			

O valor da tensão de pré-compressão  $\sigma$  deve ser calculado considerando apenas ações permanentes, minoradas do coeficiente de redução igual a

0,9. A máxima tensão de cisalhamento na interface vertical de paredes com juntas amarradas é especificada igual a 0,60 MPa.

Destaca-se que o ensaio de argamassa deve considerar o corpo de prova cúbico de 4 cm (molde e CP mostrados nas Figura 3.4), podendo ser moldado diretamente nesta forma ou obtido a partir do prisma de 4×4×16 cm do ensaio de flexão de argamassa.



**Figura 3.4** Molde e corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm.

A tensão de cisalhamento deve ser calculada conforme a seguir:

- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h}$  para peças de alvenaria não armada;
- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d}$  para peças de alvenaria armada.

Se a alvenaria for de seção T, I ou outra forma com flange, apenas a área da alma deve ser considerada, devendo verificar:  $\tau_{vd} \leq f_{vk}/\gamma_m$ .

Em vigas, no caso de cargas uniformemente distribuídas, para levar em conta o efeito de arqueamento das tensões de cisalhamento próximas aos apoios, pode-se tomar o valor de  $V_d$  à distância igual a  $d/2$  da face de apoio. O vão efetivo deve ser tomado como a distância livre entre as faces dos apoios, acrescida de cada lado do vão do menor valor entre:

- a) metade da altura da viga;
- b) distância do eixo do apoio à face do apoio.

No caso de vergas, se houver armadura de flexão perpendicular ao plano de cisalhamento em furo grauteado, tem-se:

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

em que  $\rho$  é a taxa de geométrica de armadura  $= A_s/(b \cdot d)$ , limitada a 2%.

Recomenda-se que, devido à forma frágil de rompimento de vigas sob esforço cortante, o uso de elementos sem estribo seja limitado a vergas de uma única fiada.

Quando os limites acima não forem suficientes para garantir a estabilidade, é ainda possível armar a alvenaria ao cisalhamento. Além disso, para vigas de alvenaria com duas ou mais fiadas de altura, deve-se incluir a armadura de cisalhamento e respeitar a armadura mínima.

A força cortante,  $V_d$ , deve ser limitada à soma de  $V_a + V_s$ , dados por:

- $V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$
- $V_s = 0,75 f_{yd} \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \leq 0,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$
- com  $f_v = \sqrt{f_{pk}}$ ,  $f_v$  e  $f_{pk}$  em MPa

Desta forma, pode-se calcular a armadura de cisalhamento por:

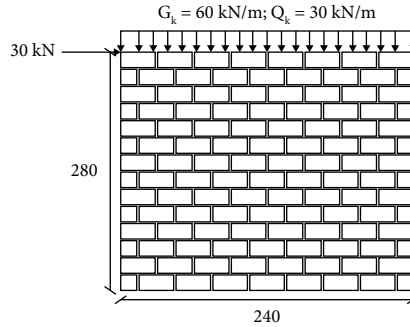
- $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d}$
- $A_{sw,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot s$
- $\rho_{min} = 0,07\%$  e  $0,14\%$  para graute de resistência característica à compressão de 15 MPa e 40 MPa, respectivamente, podendo os valores das taxas serem interpolados para outras resistências de graute.
- $s \leq \begin{cases} \text{vigas} \begin{cases} d/2 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{paredes} \begin{cases} 60 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{pilares} \begin{cases} b \\ 50 \times \text{diâmetro do estribo} \\ 20 \times \text{diâmetro da armadura longitudinal} \end{cases} \end{cases}$

em que:

- $A_{sw}$  – área da seção transversal da armadura de cisalhamento;  
 $V_a$  – força cortante absorvida pela alvenaria;  
 $V_d$  – força cortante de cálculo;  
 $f_{yd}$  – resistência de cálculo de escoamento da armadura;  
 $d$  – altura útil;  
 $b$  – largura;  
 $s$  – espaçamento da armadura transversal.

### 3.3.1 Exemplo – cisalhamento em parede

Considerando a utilização de blocos de  $f_{bk} = 6,0$  MPa e argamassa com resistência à compressão de 5,0 MPa.



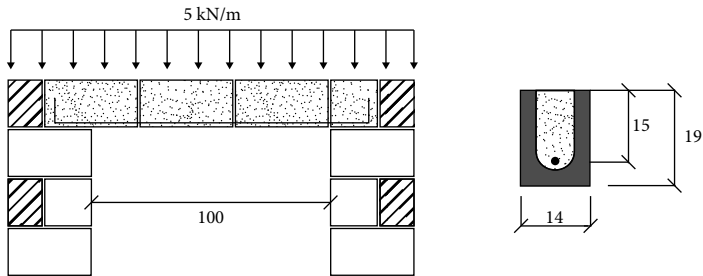
- De acordo com a Tabela 3.4:  $f_{vk} = 0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$  MPa
  - $\sigma = 0,9 \cdot \frac{60}{0,14} = 386 \text{ kN/m}^2 = 0,39 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,39 = 0,34 \text{ MPa}$
- Deve-se verificar:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot h} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{30 \times 10^{-3} \cdot 1,4}{0,14 \cdot 2,40} \leq \frac{0,34}{2,0} \rightarrow 0,12 \text{ MPa} \leq 0,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

### 3.3.2 Exemplo – cisalhamento em verga sem armadura

Verificar o cisalhamento da viga abaixo, com  $1 \times \phi 10 \text{ mm}$  ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ ).





- Vão efetivo:  $\frac{0,19}{2} + 1,0 + \frac{0,19}{2} \cong 1,2 \text{ m}$
- Força cortante no apoio teórico:  $\frac{5 \times 1,2}{2} = 3 \text{ kN}$
- Força cortante à distância de  $d/2$  da face do apoio:  

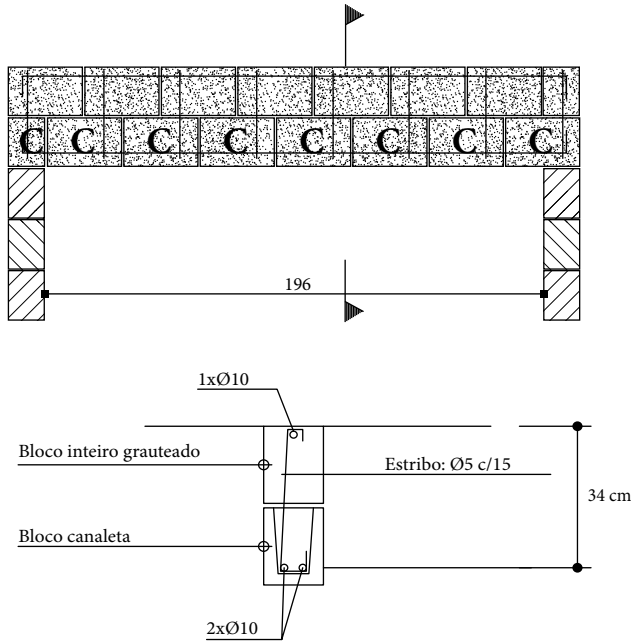
$$\frac{0,6 - \frac{0,19}{2} - \frac{0,15}{2}}{0,6} \times 3 = 2,15 \text{ kN}$$
- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{0,79}{14 \times 15} = 0,0037 \therefore 0,37\%$
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,0037 = 0,41 \text{ MPa} = 0,0416 \text{ kN/cm}^2$
- Testando verga sem armadura de cisalhamento, deve-se verificar:  

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{2,15 \cdot 1,4}{14 \cdot 15} \leq \frac{0,0416}{2,0} \rightarrow 0,0143 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,0208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

→ OK

### 3.3.3 Exemplo – cisalhamento em viga

A viga de alvenaria abaixo é formada por 2 fiadas e tem largura de um bloco de 14 cm. Sabendo que o carregamento da viga é de 12 kN/m, calcule os estribos. Bloco de concreto de 6,0 MPa.



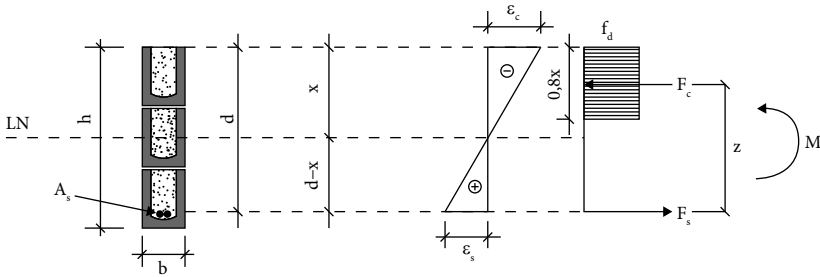
- Bloco de concreto de 6,0 MPa  $\rightarrow f_{pk^*} = 7,9 \text{ MPa}$  (ver Tabela 3.2)
- $A_s = 1,58 \text{ cm}^2$
- $\rho = 1,58 / (14 \times 34) = 0,0033$
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \times 0,0033 = 0,41 \text{ MPa} = 410 \text{ kN/m}^2$
- Vão teórico da viga:  $\frac{0,14}{2} + 1,96 + \frac{0,14}{2} = 2,10 \text{ m}$
- Força cortante no apoio teórico:  $V_d = 1,4 \cdot \frac{2,10}{2} \cdot 12 = 17,6 \text{ kN}$
- Força cortante à distância de  $d/2$  da face do apoio:
  - distância  $d/2$  da face do apoio:  $0,07 + \frac{0,34}{2} = 0,24 \text{ m}$
  - $V_d = \frac{(1,05 - 0,24)}{1,05} \cdot 17,6 = 13,6 \text{ kN}$
- Força cortante resistida pela alvenaria:
  - $V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d = \frac{410}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,34 = 9,8 \text{ kN}$

- Força cortante resistida pela armadura:
  - $V_s = V_d - V_a \leq 0,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$
  - $f_v = \sqrt{f_{pk}} = \sqrt{7,9} = 2,81 \text{ MPa} = 0,281 \text{ kN/cm}^2$
  - $V_s = 13,6 - 9,8 = 3,8 \leq 0,4 \cdot 14 \cdot 34 \cdot \frac{0,281}{2,0} = 26,7 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$
- Armadura de cisalhamento:
  - aço CA 50  $\rightarrow f_{yd} = 50/1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$
  - espaçamento entre estribos de 15 cm  $\rightarrow s = 15 \text{ cm}$
  - $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{(13,6 - 9,8) \cdot 15}{0,75 \cdot 43,5 \cdot 34} = 0,05 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$
  - bloco de concreto de 6,0 MPa, graute: 15 MPa  $\rightarrow \rho_{\min} = 0,07\%$
  - $A_{sw,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot s = 0,0007 \cdot 14 \cdot 15 = 0,15 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$ 
    - prevalece armadura mínima de 0,15 cm<sup>2</sup> c/ 15 cm  $\rightarrow$  adotado  $1 \times \phi 5 \text{ mm}$  (0,20 cm<sup>2</sup>) c/15 cm

### 3.4 Resistência à flexão simples em alvenaria armada

Para dimensionamento a flexão no estado limite último, admite-se estado III e são feitas as seguintes hipóteses:

- as tensões são proporcionais às deformações;
- as seções permanecem planas após a deformação;
- os módulos de deformação são constantes;
- há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria;
- a máxima deformação na alvenaria  $\epsilon_c$  se limita a 0,30%;
- o máximo alongamento do aço  $\epsilon_s$  se limita a 1%;
- a alvenaria não resiste à tração, sendo este esforço resistido apenas pelo aço.



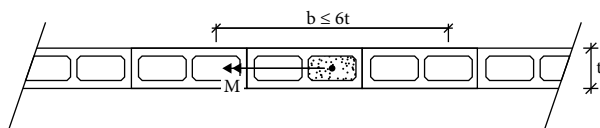
**Figura 3.5** Diagrama de tensões e deformações no estágio III.

Para o tema sobre flexão simples no ELU, dois tópicos foram muito discutidos na revisão de norma: a questão em limitar ou não a tensão no aço como forma de indiretamente levar em conta eventual baixa aderência entre graute e bloco; e limitação na altura da linha neutra, para garantir a ductilidade da seção. No caso da questão entre aderência bloco e graute, estudos indicaram que há boa aderência no caso de blocos de concreto. O segundo ponto foi tratado impondo limitar a posição da linha neutra a  $0,45 d$ . Desta forma, o máximo momento resistente de projeto para armadura simples é limitado a:  $M_{Rd,máx} \leq 0,3f_d b d^2$ .

No caso do momento solicitante de projeto,  $M_{Sd} \leq M_{Rd,máx}$ , basta calcular a posição da linha neutra e área de aço decorrente. A Figura 3.5 indica o diagrama de tensões e deformações para dimensionamento de uma seção retangular. Para cálculo da armadura, deve-se fazer o equilíbrio de força e momento da seção:

- $F_c = f_d \cdot 0,8x \cdot b = F_s = f_{sd} \cdot A_s$
  - $M_{Rd} = F_c \cdot z = F_s \cdot z \rightarrow z = d - 0,4x$
  - Impondo  $F_c = f_d \cdot 0,8x \cdot b$ , tem-se  $M_d = (f_d \cdot 0,8x \cdot b) \cdot (d - 0,4x)$
- $$0,4x^2 - d \cdot x + \frac{M_d}{0,8 \cdot b \cdot f_d} = 0 \rightarrow x = 1,25 \cdot d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_d}} \right]$$
- Calcula-se  $z = d - 0,4x \leq 0,95 d$
  - Calcula-se  $A_s = M_d / [f_{yd} \cdot z]$
  - Verifica-se a armadura mínima igual a  $0,15\% b \cdot d$ .

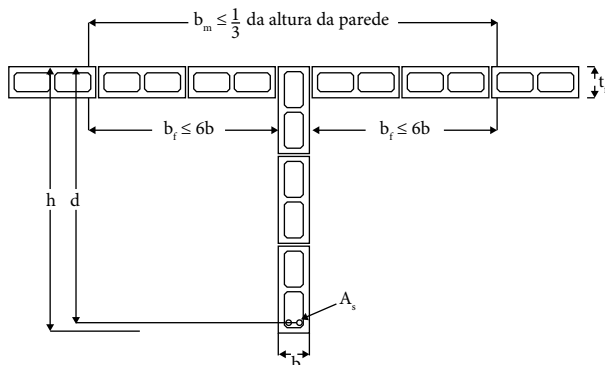
No caso de seções com armaduras concentradas localmente, deve-se limitar a largura paralela ao eixo de flexão a 6 vezes a dimensão da sua espessura, conforme Figura 3.6, considerando a área líquida do bloco.



**Figura 3.6** Limitação da largura da seção para armadura concentrada.

Para o caso de alvenaria com enrijecedores, formando seção T e respeitando os limites mostrados na Figura 3.7, pode-se calcular o momento resistente por:

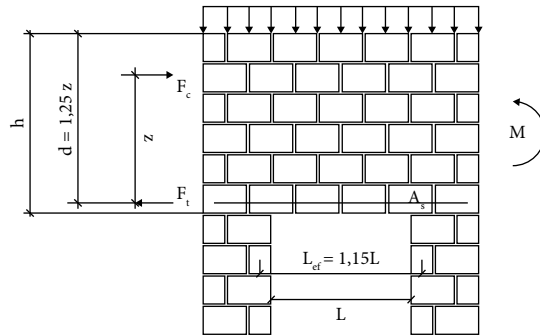
- $M_{Rd} \leq f_d \cdot b_m \cdot t_f (d - 0,5 t_f)$
- $M_{Rd,máx} \leq 0,3 f_d b d^2$ .
- $x = 1,25 \cdot d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_d}} \right]$
- Calcula-se  $z = d - 0,4x \leq 0,95 d$
- Calcula-se  $A_s = M_d / [f_{yd} \cdot z]$
- Verifica-se a armadura mínima igual a  $0,15\% [b \cdot d + t_f (b_m - b)]$ .



**Figura 3.7** Seção transversal de parede com flanges.

Quando a altura de uma viga é superior a 1/3 do seu vão ( $h \geq L/3$ ), esta deve ser tratada como viga-parede, com encaminhamento dos esforços aos

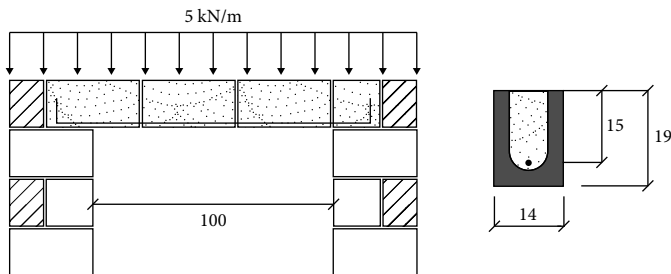
apoios por biela comprimida. Portanto, deve-se verificar a compressão na região superior da parede. A resultante de tração deve ser absorvida por armadura longitudinal, com braço de alavanca ( $z$ ) igual a  $2/3$  da altura ( $H$ ) limitado a 70% do vão ( $L$ ). Também é recomendado dispor uma armadura em cada junta horizontal da face inferior da viga até à distância de  $0,5 d$  ou  $0,5 L_{ef}$  (o que for menor), com área mínima de 0,04% da área da seção. A Figura 3.8 indica as dimensões a serem consideradas no dimensionamento.



**Figura 3.8** Detalhes para viga-parede.

### 3.4.1 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples – ELU

Dimensionar a verga abaixo, considerando blocos de concreto de 3,0 MPa.



- vão efetivo =  $0,095 + 1,0 + 0,095 \cong 1,2 \text{ m}$
- $M_k = 1,2^2 \cdot 5 / 8 = 0,90 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow M_d = 1,4 \cdot 0,90 = 1,26 \text{ kN} \cdot \text{m} = 126 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

- $b = 14 \text{ cm}$ ;  $d = 15 \text{ cm}$
  - aço CA 50  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{pk^*} = 4,8 \text{ MPa} = 0,48 \text{ kN/cm}^2$  (canaleta totalmente grauteada, ver Tabela 3.2)
- $f_d = 0,7 \cdot 0,48 / 2 = 0,168 \text{ kN/cm}^2$
  - $M_{Rd,máx} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \cdot 0,168 \cdot 14 \cdot 15^2 = 159 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ 
    - $M_{Rd,máx} = 159 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 126 \text{ kN} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{OK para armadura simples}$
  - $x = 1,25d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5bd^2f_d}} \right] = 1,25 \cdot 15 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{126}{0,5 \cdot 14 \cdot 15^2 \cdot 0,168}} \right]$   
 $= 5,2 \text{ cm}$
  - $z = d - 0,4x = 15 - 0,4 \cdot 5,2 = 12,9 \text{ cm}$
  - $A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = \frac{126}{43,5 \cdot 12,9} = 0,22 \text{ cm}^2$
  - $A_{s,min} = 0,15\% \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 14 \cdot 15 = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{para flexão simples, a área de armadura necessária é } 0,32 \text{ cm}^2, \text{ tendo sido adotado } 1 \times \phi 10,0 \text{ mm}.$

### 3.4.2 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples

Para a viga do item 3.3.3, dimensionar a armadura de flexão.

- $M_d = 1,4 \cdot 2,1^2 \cdot 12/8 = 9,26 \text{ kN} \cdot \text{m} = 926 \text{ kN} \cdot \text{cm}$
- $b = 14 \text{ cm}$ ;  $d = 34 \text{ cm}$
- $f_{pk^*} = 7,9 \text{ MPa} = 0,79 \text{ kN/cm}^2$  (canaleta totalmente grauteada – ver Tabela 3.2)
- $f_d = 0,7 \cdot 0,79/2 = 0,276 \text{ kN/cm}^2$
- $M_{Rd,máx} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \cdot 0,276 \cdot 14 \cdot 34^2 = 1.340 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ 
  - $M_{Rd,máx} = 1340 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 926 \text{ kN} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{OK para armadura simples}$
- $x = 1,25d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5bd^2f_d}} \right] = 1,25 \cdot 34 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{926}{0,5 \cdot 14 \cdot 34^2 \cdot 0,276}} \right]$   
 $= 10,0 \text{ cm}$
- $z = d - 0,4x = 34 - 0,4 \cdot 10 = 30,0 \text{ cm}$

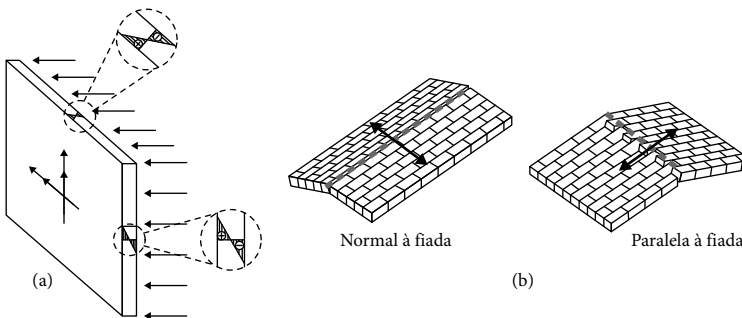
- $A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = \frac{926}{43,5 \cdot 30} = 0,71 \text{ cm}^2$
- $A_{s,\text{mín}} = 0,15\% \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 14 \cdot 34 = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \times \phi 10,0 \text{ mm}$

### 3.5 Resistência à tração na flexão

Como a alvenaria é um material com baixa resistência à tração em comparação com a compressão, a resistência à flexão simples de alvenarias não armadas será governada pela resistência à tração, a qual depende do tipo de argamassa (traço) utilizado. Basicamente, a alvenaria não armada é dimensionada no estágio I, com a máxima tensão de tração inferior à resistida pela alvenaria.

Para os casos em que a tração é maior, são necessárias armaduras na região comprimida. A versão recente da norma de alvenaria estrutural permite o dimensionamento da seção considerando o estágio II, com tensões lineares na região comprimida da seção, e no estágio III, com plastificação das tensões na região comprimida.

Como a alvenaria não é um material isótropo, ou seja, apresenta diferentes resistências em diferentes direções de sollicitação, os painéis de alvenaria terão resistências à flexão diferentes para momentos aplicados nas direções perpendicular ou paralela à fiada. A nomenclatura de normal ou paralela à fiada, no caso da tração na flexão, refere-se à direção da tensão de tração em relação à junta de assentamento horizontal. A Figura 3.9 exemplifica melhor essa notação.



**Figura 3.9** Tração na flexão: (a) painel submetido à flexão; (b) nomenclatura para flexão da parede.



Os valores característicos de resistência à tração na flexão são indicados na Tabela 3.5. No caso de flexão no plano da parede, a resistência de compressão na flexão é admitida 50% maior que a de compressão simples para regiões com e sem graute ( $f_{fk} = 1,5 f_k$ ). Para o caso de flexão fora do plano, a norma permite aumento maior apenas para regiões grauteadas (em regiões não grauteadas vale o mesmo aumento anterior):  $f_{fk} = 2,0 f_k$ .

**Tabela 3.5** Valores da resistência à tração na flexão.

Resistência média à compressão da argamassa (MPa)	$f_{tk}$ (MPa)	
	Direção da tração normal à fiada (MPa)	Direção da tração paralela à fiada (MPa)
Entre 1,5 e 3,4	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0	0,20	0,40
Acima de 7,0	0,25	0,50

É necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar valores característicos e realizar combinações de esforços críticos, separando ações permanentes e variáveis.

### 3.5.1 Exemplo – flexão simples – sem armadura – ELU

Um determinado painel de alvenaria de 19 cm de espessura está sujeito a um momento na direção horizontal (tensão paralela à fiada) no meio do vão de  $0,6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ . É necessário armar este painel?

- Para uma seção de altura 19 cm e largura de 100 cm, tem-se:

$$\begin{aligned} \blacksquare I &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 19^3}{12} = 57.158 \text{ cm}^4 \\ \blacksquare \sigma_t &= \frac{M \cdot y}{I} = \frac{0,6 \cdot 0,095}{57148 \cdot 10^{-8}} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Assumindo argamassa  $f_a = 5,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,40 \text{ MPa}$  (Tabela 3.5)

- Deve-se verificar:

$$\blacksquare \gamma_f \cdot \sigma_t \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \rightarrow 1,4 \cdot 0,10 \leq \frac{0,4}{2,0} \rightarrow 0,14 \leq 0,20 \rightarrow \text{OK, não}$$

precisa de armadura

### 3.6 Resistência à flexocompressão

Além do carregamento vertical, é comum as paredes estarem sujeitas a cargas laterais. Em edifícios sempre haverá um carregamento vertical e um horizontal, geralmente devido ao vento, gerando esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

#### 3.6.1 Alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura

Assim como no caso de flexão simples, na flexocompressão pode haver casos no estágio I, II e III. Neste item (3.6.1) comenta-se um procedimento simplificado em que são admitidos apenas casos com região comprimida com tensões lineares e seção não plastificada. Para edifícios de pequena altura, este método é muito provavelmente tão econômico quanto o método refinado. É necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar valores característicos e realizar combinações de esforços críticos, separando ações permanentes e variáveis. Deve-se verificar as tensões máximas de tração e de compressão.

Verificação da tração máxima:

- $\gamma_{fq} \cdot Q + \gamma_{fg} \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m};$
- Para edifícios, usualmente a ação permanente G e a acidental Q são favoráveis e, portanto,  $\gamma_{fg} = 0,9$  e  $\gamma_{fq,acidental} = 0,0$ ;
- A ação de vento deve ser tomada como favorável, com  $\gamma_{fq,vento} = 1,4$ . Portanto:  $1,4 \cdot Q_{vento} - 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$  (Tabela 3.5)
- Se a inequação acima não for verificada, há a necessidade de armadura, que pode simplificadaamente ser calculada no estágio II;
- Nesse caso, calcula-se qual a força de tração necessária multiplicando o diagrama das tensões de tração pela área da parede onde elas se distribuem. A partir da força de tração necessária, calcula-se a área de aço dividindo essa força por 50%  $f_{yd}$  (ver exemplo a seguir). No detalhamento, é importante posicionar a armadura no terço da região tracionada mais próximo da borda da parede.

- O cálculo refinado no estágio III é permitido na norma, porém provavelmente não necessário para a maioria dos casos verificados em edifícios onde usualmente a taxa de armadura é pequena.

Verificação da compressão máxima:

- A tensão de compressão máxima deve ser verificada separando a compressão simples e a compressão devida à flexão, considerando redução das ações acidentais simultâneas. Portanto, deve-se verificar:

$$\blacksquare \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 + Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

e

$$\blacksquare \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{vento}}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- $\rightarrow K = \epsilon$  o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão com valor de 1,5 para regiões de alvenaria não grauteada e 2,0 para regiões de alvenaria completamente grauteada. Quando a extremidade não for travada por flange, o valor de K deve ser multiplicado por R.

Para o caso de edifícios residenciais e todas as ações desfavoráveis:

- $f_k = 0,7 f_{pk}$
- $\Psi_0 = 0,5$  (acidental);  $0,6$  (vento);  $\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,4$
- $\gamma_m = 2,0$
- $K = 1,5$  (quanto há travamento lateral na extremidade da parede)
- $K = 1,5 \times R$  (quanto não há travamento lateral na extremidade da parede)

Substituindo, para o caso de edifício residencial e parede com travamento na extremidade, então:

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{1,4 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{2,0}$$

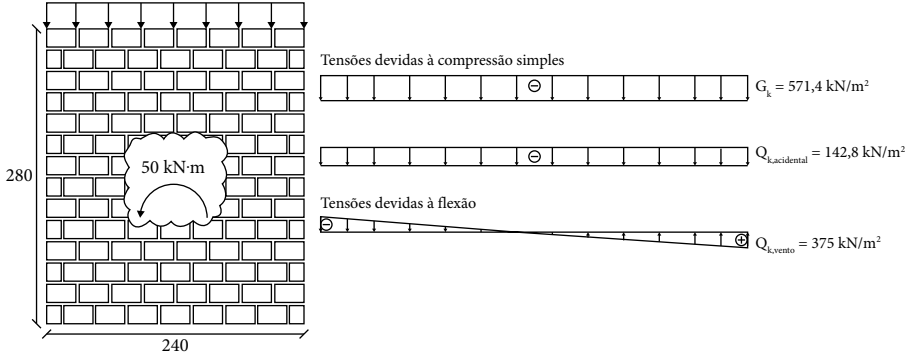
$$\blacksquare \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{0,84 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{2,0}$$

Simplificando:

$$\begin{aligned} & \blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk} \\ & \blacksquare \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk} \end{aligned}$$

### 3.6.1.1 Exemplo – flexocompressão – sem necessidade de armadura – ELU

Considerando a utilização de blocos de 14 cm de espessura, ação lateral devida ao vento e a parede apoiada em cima e embaixo e com travamentos laterais, será determinada a resistência do bloco. Verificar a necessidade de armadura, sabendo que a carga vertical é igual a  $G = 80 \text{ kN/m}$  e  $Q = 20 \text{ kN/m}$ .



#### a) Compressão

$$\begin{aligned} \text{i. } R &= \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] = 1 - \left( \frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 = 0,875 \\ \text{ii. } \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} &\leq \frac{f_k}{\gamma_m} \\ & \blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk} \\ & \blacksquare \frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot 375 \leq f_{pk} \\ & \blacksquare f_{pk} \geq 3940 \text{ ou } 3,94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{iii. } \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$$\blacksquare \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare \frac{1,4 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 1,60 \cdot 375 \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare f_{pk} \geq 3865 \text{ ou } 3,86 \text{ MPa}$$

Resultado:  $f_{pk} = 3,94 \text{ MPa} \rightarrow$  blocos de concreto 6,0 MPa (Tabela 3.2).

### b) Tração

Assumindo argamassa:  $f_a = 6,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,20 \text{ MPa}$  (Tabela 3.5)

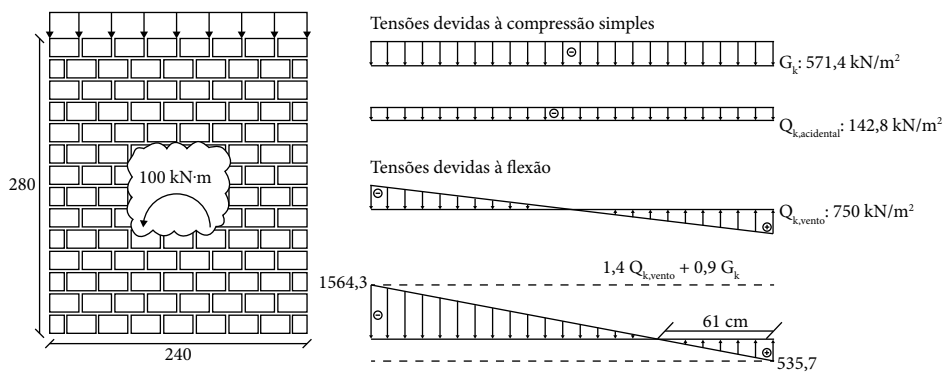
$$\text{i. } 1,4 \cdot Q_{\text{vento}} - 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

$$\blacksquare 1,4 \cdot 0,375 - 0,9 \cdot 0,5714 \leq \frac{0,2}{2,0}$$

$$\text{ii. } 0,01 \text{ MPa} < 0,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{não é necessário armadura}$$

### 3.6.1.2 Exemplo – flexocompressão – armadura simplificada

Exemplo anterior, mas com momento igual a  $100 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , utilizando blocos de concreto de 6 MPa, com  $f_{pk} = 4.500 \text{ kN/m}^2$ . Considerar a força horizontal possível de ocorrer no sentido inverso.



## a) Compressão

- i. A parede será executada com blocos de concreto de 6,0 MPa, com possibilidade de grautear as extremidades da parede
- ii.  $f_{pk} = 4,5$  MPa (sem graute),  $f_{pk^*} = 7,9$  MPa (com graute)
- iii. verificação da extremidade comprimida (vento não reduzido e acidental reduzida é o pior caso)

$$\text{iv. } \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot 750 \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare f_{pk} \geq 4941 \text{ ou } 4,94 \text{ MPa} \rightarrow \text{maior que } 4,5 \rightarrow \text{necessário graute}$$

- v. Pode-se notar que o  $f_{pk, \text{necessário}} = 4,94$  MPa é menor que o  $f_{pk^*} = 7,9$  MPa; portanto, a parede passa com blocos grauteados

- vi. Entretanto a tensão de vento diminui da extremidade para o centro da parede, chegando a um valor nulo no centro. Logo, não é preciso grautear a parede inteira, mas apenas a extremidade até ao ponto que:

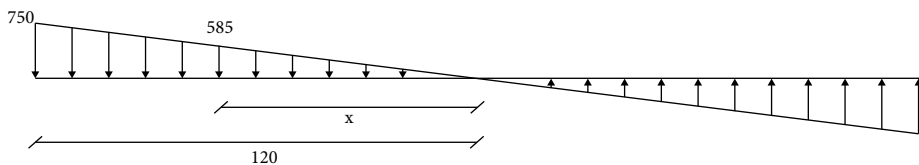
$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} = f_{pk} \text{ (sem graute)}$$

- Como o valor de  $Q_{\text{acidental}}$  e  $G$  são constantes ao longo da parede, basta achar o ponto em que  $Q_{\text{vento}}$  iguala o valor de  $f_{pk}$  (sem graute):

$$\frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} = 4500 \rightarrow Q_{\text{vento}} = 585$$

$$\text{kN/m}^2$$

- Por semelhança de triângulo, não é preciso graute até à distância  $x = (585/750) \cdot 1,2 = 0,94$  m do centro.



### b) Tração

Para o dimensionamento da armadura, serão aqui exemplificados procedimentos simplificados, admitindo-se:

- distribuição linear de tensões na região tracionada e na região comprimida;
- força de tração  $F_t$  equivalente à integral das tensões de tração na região tracionada;
- tensão na armadura reduzida para  $0,5 f_{yd}$ ;
- área de aço igual a  $A_s = F_{td} / (0,5 f_{yd})$ .

Para área de armadura mínima, a ABNT NBR 16868-1:2020, item 12.2, prevê:

Em paredes de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não pode ser menor que 0,10% da área da seção transversal, tomada como a área da alma. Essa armadura mínima deve ser disposta na região tracionada. Esta especificação de armadura mínima pode ser prescindida quando a armadura efetivamente disposta levar a um momento resistente de cálculo maior ou igual a 1,4 vez o momento solicitante de cálculo:  $M_{Rd} \geq 1,4 \times M_{Sd}$ .

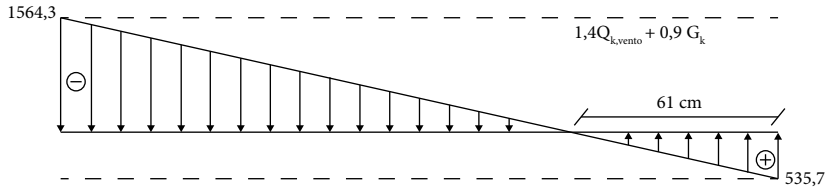
Desta forma, deve-se verificar a armadura mínima com 0,10%  $b \cdot h$  (área da alma), ou calcula-se a armadura com  $M'_{Sd} \geq 1,4 \times M_{Sk}$  sem necessidade de detalhar armadura mínima.

$$\bullet \quad 1,4 \cdot Q_{\text{vento}} + 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

Assumindo argamassa  $f_a = 6,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,20 \text{ MPa}$  (Tabela 3.5)

- $1,4 \cdot 0,75 + 0,9 \cdot (-0,5714) \leq \frac{0,2}{2,0}$
- $0,536 \leq 0,10 \rightarrow \text{FALSO: é necessário armadura}$

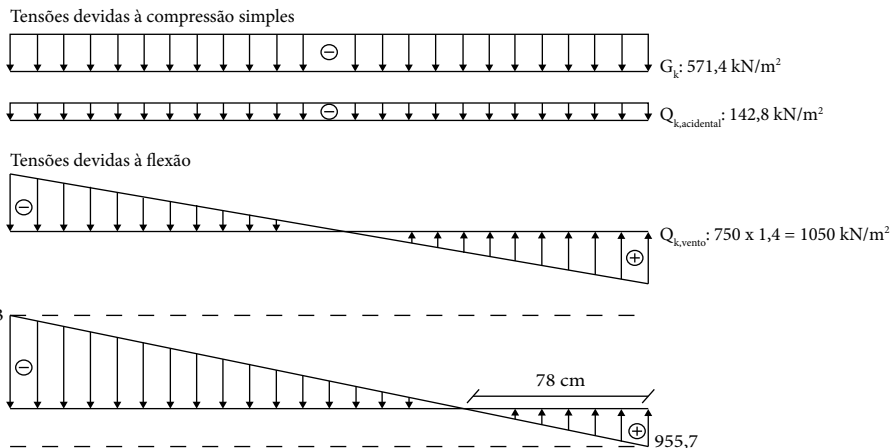
- Analisando o gráfico de tensões combinadas, percebe-se que o ponto de tração nula ocorre a 61 cm da extremidade



i. Simplificadamente:

- $F_{td} = 535,7 \cdot 0,61/2 \cdot 0,14 = 22,9 \text{ kN}$
- Para calcular a área de aço necessária, basta dividir a força pela tensão admissível de 50%  $f_{yd} = 217 \text{ MPa} = 21,7 \text{ kN/m}^2$ :
- $A_s = 22,9 / 21,7 = 1,06 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima =  $0,1\% \cdot 14 \cdot 240 = 3,36 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima alternativa, considerar momento 40% maior, igual a 140 kN·m:

a) Diagramas



- b)  $F_{td} = 955,7 \cdot 0,78/2 \cdot 0,14 = 52,2 \text{ kN}$
- c)  $A_s = 52,2/21,7 = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times \phi 12,5 \text{ mm}$  (em cada extremidade da parede)



### 3.6.2 Verificação da flexocompressão no estágio III

Como já comentado anteriormente, a nova norma também permite o dimensionamento no estágio III. Desta forma, considerando uma seção retangular com armadura distribuída ao longo da seção, é necessário realizar o diagrama de equilíbrio conforme exemplificado na Figura 3.10 para o correto dimensionamento a flexocompressão no ELU. Obtêm-se assim as seguintes equações:

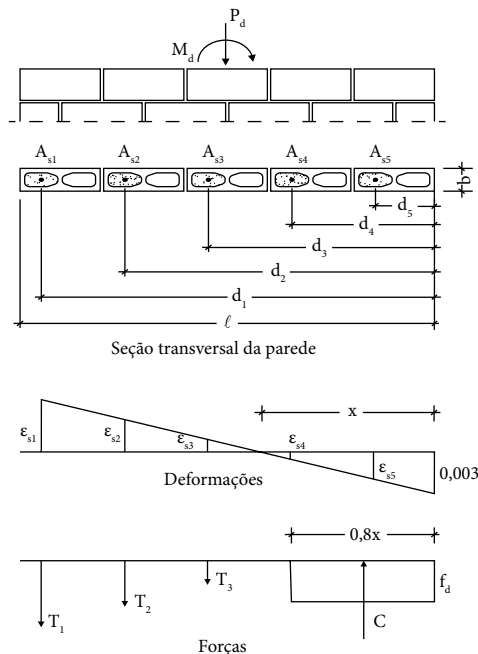
$$P_{rd} = C - \sum T_i$$

$$M_{rd} = C \left( \frac{\ell}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[ T_i \left( d_i - \frac{\ell}{2} \right) \right]$$

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_d = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} = 0,56 \cdot b \cdot x \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$$

$$T_i = A_{si} f_{yk} / \gamma_s \text{ se a barra escoar ou}$$

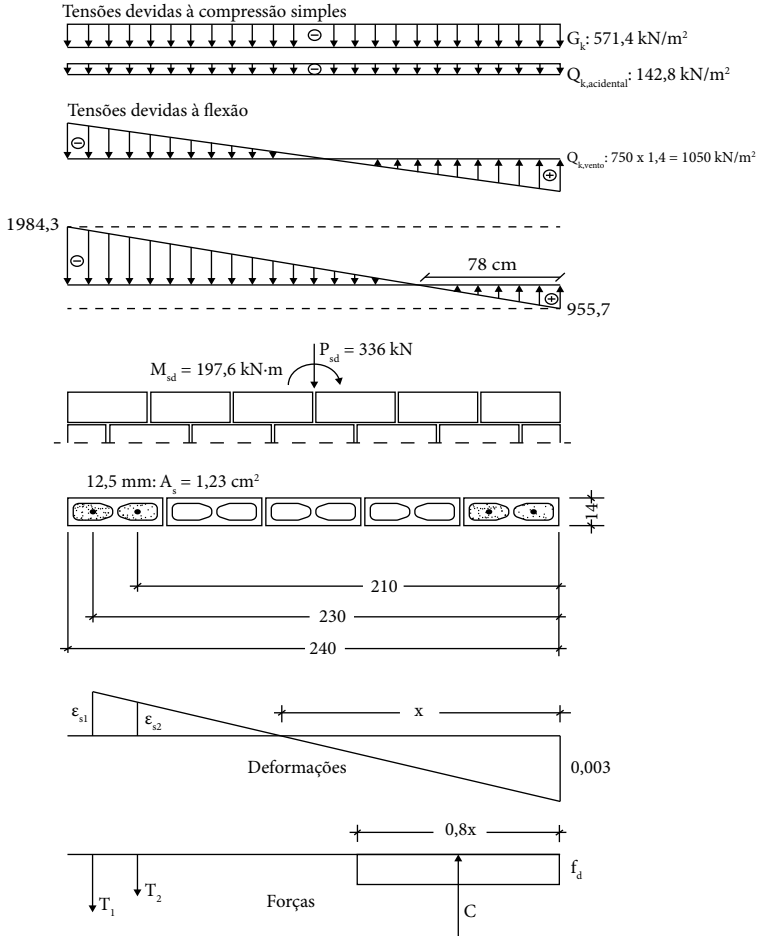
$$T_i = A_{si} / \gamma_s \left[ \varepsilon_a \left( \frac{d_i - x}{x} \right) E_s \right] \text{ quando a barra não escoa.}$$



**Figura 3.10** Diagrama de equilíbrio flexocompressão no estágio III.

### 3.6.2.1 Exemplo – flexocompressão – verificação no estágio III

Verificar a capacidade  $P_d$  e  $M_d$  da parede do exemplo anterior, considerando ELU e a posição das armaduras já dimensionadas.



- $P_{sd} = 1,4 \cdot (571,4 + 142,8) \cdot 2,4 \cdot 0,14 = 336 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 1,4 \cdot \frac{1050}{1,2} \cdot \frac{0,14 \cdot 2,4^3}{12} = 197,6 \text{ kN}$

a) 1ª interação – considerando que as barras  $T_1$  e  $T_2$  escoam:

- $T_1 = T_2 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN} \rightarrow \Sigma T = 2 \times 53,3 = 106,7 \text{ kN}$
- $P_{rd} = C - \Sigma T_i \rightarrow C = P_{rd} + \Sigma T_i$
- $C = 336 + 106,7 = 442,7 \text{ kN}$
- $C = 0,56 \cdot b \cdot x \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m} \rightarrow x = \frac{C \cdot \gamma_m}{0,56 \cdot b \cdot f_{pk}}$   

$$x = \frac{442,7 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,43 \text{ m}$$
- $\frac{0,3\%}{1,43} = \frac{\epsilon_{s1}}{2,3 - 1,43} \rightarrow \epsilon_{s1} = 0,183\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra não escoou;
- $\frac{0,3\%}{2,13} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,43} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,141\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra não escoou.

b) 2ª interação – considerando que as barras  $T_1$  e  $T_2$  não escoam:

- $f_{s1} = 0,183\% \cdot 21000 = 38,4 \text{ kN} \rightarrow T_1 = 1,227 \cdot 38,4 = 47,2 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,141\% \cdot 21000 = 29,6 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 29,6 = 36,3 \text{ kN}$
- $C = 336 + (47,2 + 36,3) = 419,5 \text{ kN}$
- $x = \frac{419,5 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,35 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,35} = \frac{\epsilon_{s1}}{2,3 - 1,35} \rightarrow \epsilon_{s1} = 0,211\% > \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra escoou;
- $\frac{0,3\%}{1,35} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,35} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,167\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra não escoou.

c) 3ª interação – considerando que a barra  $T_1$  escoa e  $T_2$  não escoa:

- $T_1 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,167\% \cdot 21000 = 35 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 35 = 42,9 \text{ kN}$
- $C = 336 + (53,3 + 42,9) = 432,2 \text{ kN}$

- $x = \frac{432,2 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,4 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,4} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,4} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,15\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra não escoou;

d) 4ª interação – considerando que a barra  $T_1$  escoou e  $T_2$  não escoou:

- $T_1 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,15\% \cdot 21000 = 31,5 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 31,5 = 38,6 \text{ kN}$
- $C = 336 + (53,3 + 38,6) = 427,9 \text{ kN}$
- $x = \frac{427,9 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,38 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,38} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,38} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,157\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$ , a barra não escoou;

Valores encontrados muito próximos:  $1,4 \text{ m} \approx 1,38 \text{ m} \rightarrow$  fim das interações!

$$M_{rd} = C \left( \frac{\ell}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[ T_i \left( d_i - \frac{\ell}{2} \right) \right]$$

$$M_{rd} = 427,9 \cdot (1,2 - 0,4 \cdot 1,38) + 53,3 \cdot (2,3 - 1,2) + 38,6 \cdot (2,1 - 1,2) = 370,6 \text{ kN}$$

$$M_{rd} > M_{sd} \text{ OK!}$$

### 3.6.2.2 Exemplo – dimensionamento e detalhamento de um elemento de parede típico de edifício residencial

Considerando uma parede com seção hachurada abaixo,  $h_{ef} = 2,70 \text{ m}$ , calcule o  $f_{bk}$  e verifique a flexocompressão e o cisalhamento. Dados:  $I = 0,79 \text{ m}^4$ :

A.  $G = 57,9 \text{ kN/m}$ ;  $Q = 11,2 \text{ kN/m}$ ;  $F = 8,8 \text{ kN}$ ;  $M = 86,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

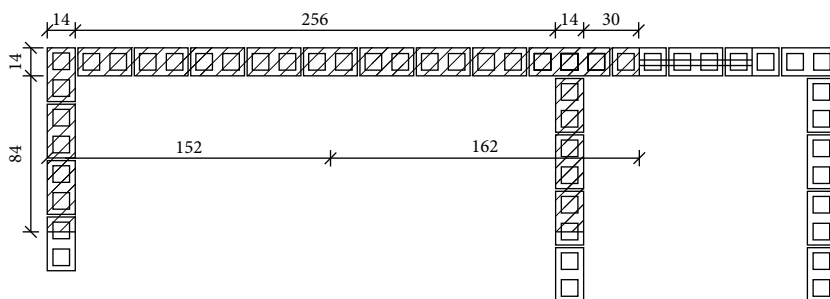
B.  $G = 57,9 \text{ kN/m}$ ;  $Q = 11,2 \text{ kN/m}$ ;  $F = 14,8 \text{ kN}$ ;  $M = 200 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$G$  = carga vertical permanente;

$Q$  = carga vertical acidental;

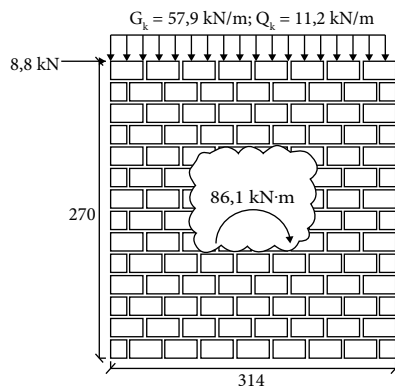
$F$  = força lateral devida ao vento;

$M$  = momento devida ao vento.



### 3.6.2.2.1 Exemplo A

- Esforços:



- Verificação da compressão simples:

$$h_{ef} = 270 \text{ cm}$$

$$t_{ef} = 14 \text{ cm}$$

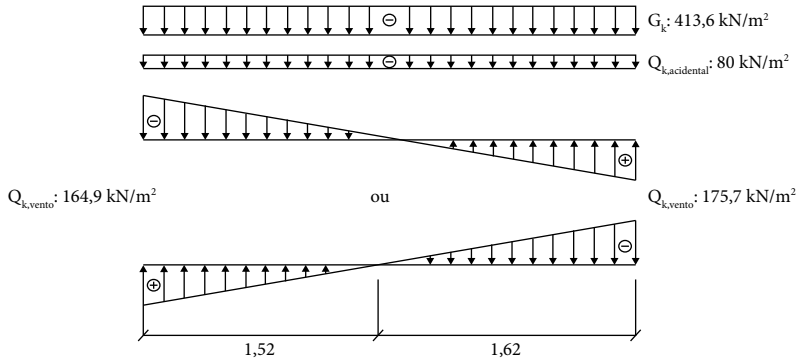
$$\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 270/14 = 1,3 \text{ cm} < 24 \rightarrow \text{alvenaria não armada}$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[ 1 - \left( \frac{19,3}{40} \right)^3 \right] = 0,888$$

$$\frac{1,4 (G_k + Q_k)}{t} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2} \cdot R \rightarrow \frac{1,4 (57,9 + 11,2)}{0,14} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2} \cdot 0,888$$

$$f_{pk} \geq 2223,3 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 2,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{adotado bloco de concreto } 4,0 \text{ MPa}$$

## ii. Verificação da flexocompressão:



## a) Verificação da tração

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_a = 4,0 \text{ MPa} \text{ (Tabela 3.2);}$$

$$f_a = 4,0 \text{ MPa (direção normal à fiada)} \rightarrow f_{tk} = 0,20 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.5);}$$

$$\text{Deve-se verificar: } 1,4 \cdot Q_{vento} + 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

- Bordo esquerdo  
 $1,4 \cdot 164,9 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq \frac{200}{2}$   
 $-141,4 < 100 \rightarrow \text{ok! não precisa de armadura}$
- Bordo direito  
 $1,4 \cdot 175,7 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100$   
 $-126,3 < 100 \rightarrow \text{ok! não precisa de armadura}$

Não é necessária armadura de flexão.

## b) Verificação da compressão

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{pk} = 3,2 \text{ MPa} = 3200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.2);}$$

$$\text{Elegendo vento como principal: } \frac{0,7 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{vento} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 164,9 \leq 3200 \rightarrow 2483,5 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 175,7 \leq 3200 \rightarrow 2512,4 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

*Elegendo carga accidental como principal:*  $\frac{1,4 \cdot Q_{\text{accidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}}$

$$\leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 164,9 \leq 3200 \rightarrow 2487,3 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 175,7 \leq 3200 \rightarrow 2504,5 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

iii. Verificação do cisalhamento:

$$f_a = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot G_k \leq 1400 \text{ kN/m}^2$$

- tensão convencional de cisalhamento (considerando área bruta da alma da parede)

$$\tau_k = F_k / (b \cdot d) = 8,8 / (0,14 \cdot 3,14) = 20 \text{ kN/m}^2$$

- tensão resistente

$$f_{vk} = 150 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 413,6 = 336,1 \text{ kN/m}^2$$

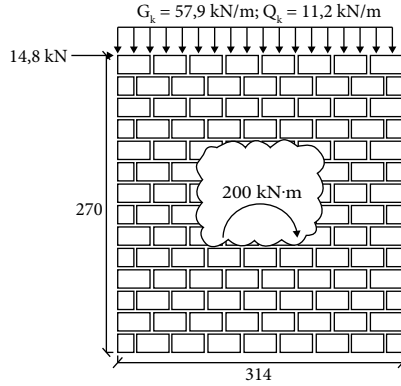
- verificação:  $1,4 \cdot \tau_k \leq f_{vk} / 2$

$$1,4 \cdot 20 \leq 336,1 / 2 \rightarrow 28 < 168,1 \rightarrow \text{OK}$$

*A parede pode ser construída sem armadura e sem graute para resistir aos esforços solicitantes.*

### 3.6.2.2.2 Exemplo B

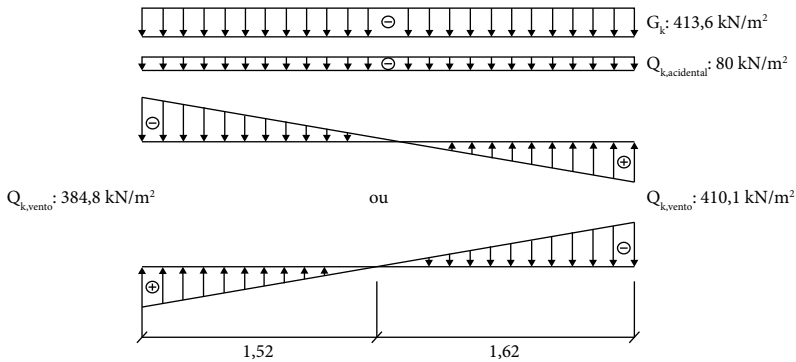
- Esforços



i. Verificação da compressão simples:

O mesmo que o exemplo A (item 3.6.2.2) → *adotado bloco de concreto 4,0 MPa.*

ii. Verificação da flexocompressão:



a) Verificação da tração

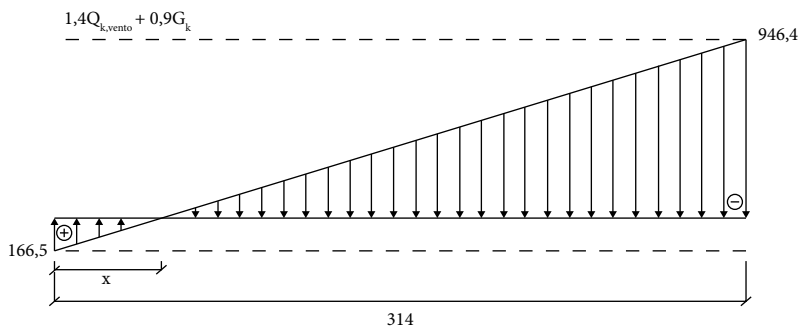
- Bordo esquerdo

$$1,4 \cdot 384,8 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100 \rightarrow 166,5 < 100 \rightarrow \text{FALSO (necesário armar)}$$

Para o cálculo da armadura, será utilizado o procedimento simplificado no estágio II.

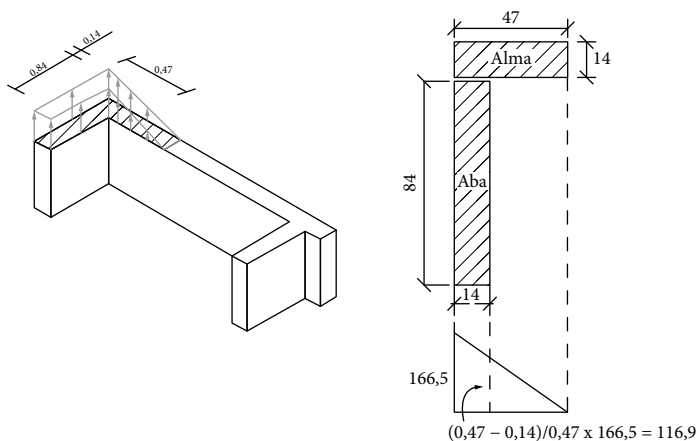


### Diagrama combinado $[1,4 \cdot Q_{k,vento} + 0,9 \cdot G_k]$



$$\frac{x}{166,5} = \frac{3,14}{166,5 + 946,4} \rightarrow x = 0,47 \text{ m}$$

Calcula-se então a força de tração, destacando que as tensões também estão distribuídas sobre as abas da seção considerada.



A força de tração (soma das tensões de tração) será igual à parcela sobre a alma (1) somada à parcela sobre a aba (2).

$$F_t = \left[ \frac{0,47 \cdot 0,14 \cdot 166,5}{2} \right] + \left[ \frac{(166,5 + 116,9)}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,84 \right] = 22,1 \text{ kN}$$

Alma
Aba

Como explicado nos exemplos anteriores, a área de aço será:

$$A_s = \frac{F_t}{0,5 \cdot f_{yd}} = \frac{22,1}{0,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,1\% \cdot A_{alma} = 0,001 \cdot 14 \cdot 314 = 4,4 \text{ cm}^2$$

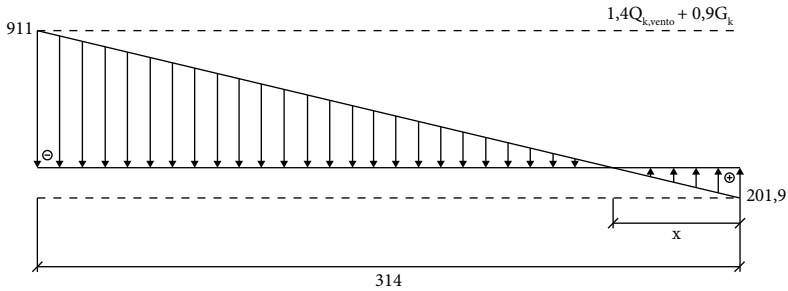
Prevalece  $A_{s,min} = 4,4 \text{ cm}^2$  ou  $4 \times \phi 12,5 \text{ mm}$

- Bordo direito

$$1,4 \cdot 413,6 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100 \rightarrow 213 < 100 \rightarrow \text{FALSO (necesário armar)}$$

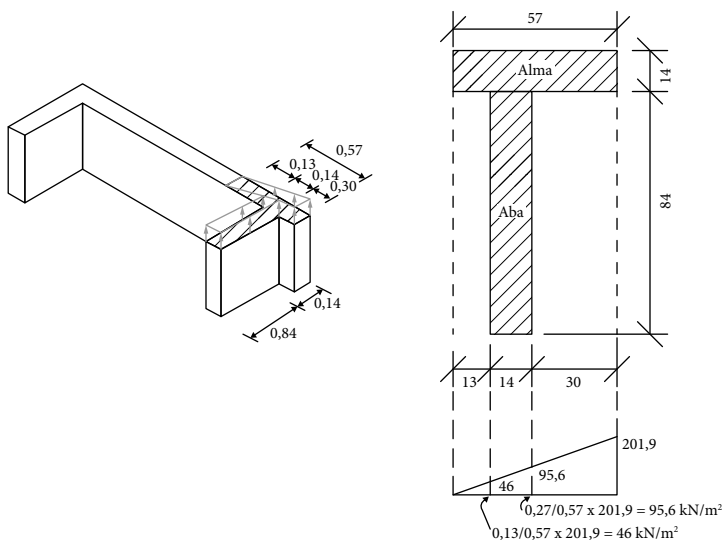
Para o cálculo da armadura, será utilizado o procedimento simplificado no estágio II.

Diagrama combinado  $[1,4 \cdot Q_{k,vento} + 0,9 \cdot G_k]$



$$x = \frac{201,9}{201,9 + 911} \cdot 3,14 = 0,57 \text{ m}$$

Calcula-se então a força de tração, destacando que as tensões também estão distribuídas sobre as abas da seção considerada.



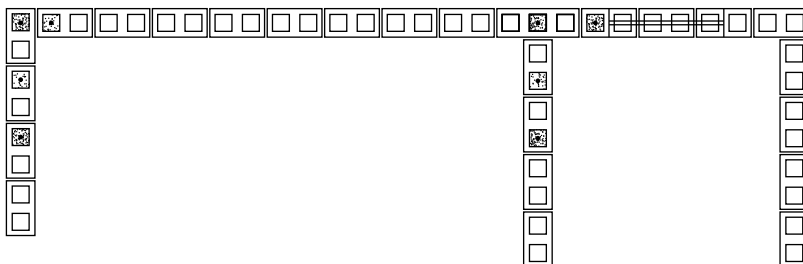
A força de tração (soma das tensões de tração) será igual à parcela sobre a alma (1) somada à parcela sobre a aba (2).

$$F_t = \frac{0,57 \cdot 0,14 \cdot 201,9}{2} + \frac{(46 + 95,6)}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,84 = 16,4 \text{ kN}$$

Alma                      Aba

$$A_s = \frac{16,4}{0,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,\min} = 4,4 \text{ cm}^2 \text{ ou } 4 \times \phi 12,5 \text{ mm}$$

*Posicionamento da armadura (posicionar na região tradicionalada).*



## b) Verificação da compressão

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{pk} = 3,2 \text{ MPa} = 3200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.2);}$$

$$\text{Elegendo vento como principal: } \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 384,8 \leq 3200 \rightarrow 3070,7 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 410,1 \leq 3200 \rightarrow 3138,2 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Elegendo carga acidental como principal: } \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 384,8 \leq 3200 \rightarrow 2839,1 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 410,1 \leq 3200 \rightarrow 2879,6 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

## iii. Verificação do cisalhamento

$$f_a = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot G_k \leq 1400 \text{ kN/m}^2$$

- tensão convencional de cisalhamento (considerando área bruta da alma da parede)

$$\tau_k = F_k / (b \cdot d) = 16,4 / (0,14 \cdot 3,14) = 37,3 \text{ kN/m}^2$$

- tensão resistente

$$f_{vk} = 150 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 413,6 = 336,1 \text{ kN/m}^2$$

- verificação:  $1,4 \cdot \tau_k \leq f_{vk} / 2$

$$1,4 \cdot 37,3 \leq 336,1 / 2 \rightarrow 52,2 < 168 \rightarrow \text{OK}$$

### 3.6.3 Alvenaria armada

#### 3.6.3.1 Elementos curtos (pilar)

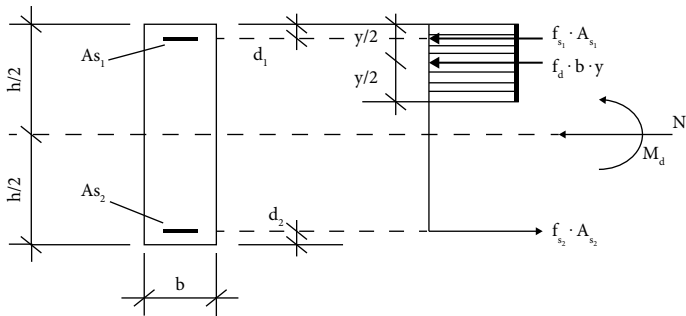
Quando o elemento é curto, com esbelteza menor ou no máximo igual a 16 para seções retangulares, permite-se a adoção de armadura mínima quando a força normal de cálculo  $N_{sd}$  não excede a:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot (h - 2 \cdot e_x)$$

Quando a força normal de cálculo excede o limite do item anterior, a resistência da seção pode ser estimada pelas seguintes expressões, conforme Figura 3.11:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot y + f_{s1} \cdot A_{s1} - f_{s2} \cdot A_{s2}$$

$$M_{Rd} = 0,5 \cdot f_d \cdot b \cdot y \cdot (h - y) + f_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (0,5h - d_1) + f_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (0,5h - d_2)$$



**Figura 3.11** Flexocompressão – seção retangular.

Para elemento curto submetido a flexão composta oblíqua, pode-se dimensionar uma seção com armaduras simétricas, mediante a transformação numa flexão reta composta, aumentando-se um dos momentos flettores de acordo com o seguinte:

$$M'_x = M_x + j \frac{p}{q} M_y \text{ para } \frac{M_x}{p} \geq \frac{M_y}{q}$$

ou

$$M'_y = M_y + j \frac{q}{p} M_x \text{ para } \frac{M_x}{p} \leq \frac{M_y}{q}$$

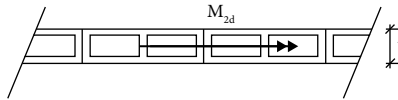
**Tabela 3.6** Valores do coeficiente j.

Valor de $N_d/(A \cdot f_k)$	j
0,0	1,00
0,1	0,88
0,2	0,77
0,3	0,65
0,4	0,53
0,5	0,42
$\geq 0,6$	0,30

### 3.6.3.2 Elementos esbeltos

No caso de elementos comprimidos com índice de esbeltez superior a 16, o dimensionamento deve ser feito de acordo com o item anterior, porém deve-se adicionar o momento de segunda ordem abaixo na direção de menor inércia. O momento de segunda ordem (Figura 3.12) pode ser aproximado por:

$$M_{2d} = \frac{N_d \cdot (h_e)^2}{3600 \cdot t}$$

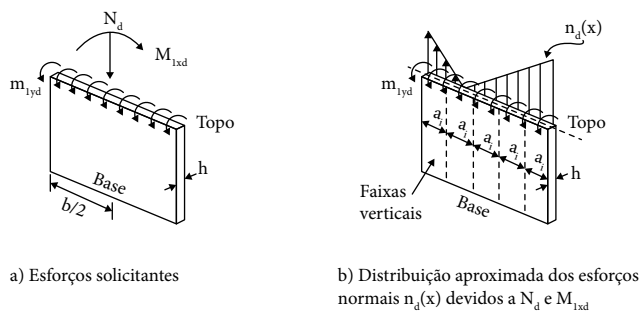


**Figura 3.12** Momento de 2ª ordem.

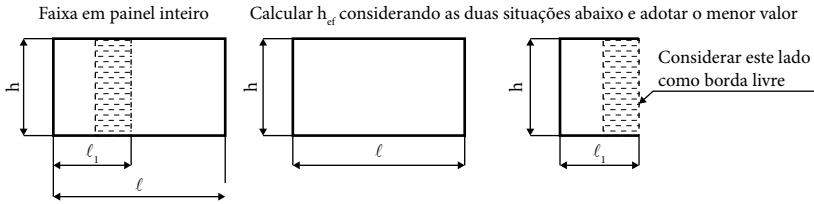
### 3.6.3.3 Verificação por faixas em paredes com flexão oblíqua

O projeto para forças laterais em um edifício alto é crítico, e geralmente se recorre ao emprego de grandes paredes para o contraventamento. Normalmente, as ações da parede consistem em carregamento vertical pela

ação da gravidade, flexão no plano e, se a parede é esbelta, flexão fora do plano. Além disso o cisalhamento no plano deve ser calculado. A flexocompressão é resistida por tensões normais à seção da parede. A necessidade de considerar ou não efeitos de segunda ordem, incluindo flexão fora do plano, dependerá da esbeltez da parede. Normalmente, as tensões normais são mais elevadas nas extremidades da parede (Figura 3.13), onde geralmente há restrições laterais devido a outra parede intertravada. Se a região com maiores tensões for restrita lateralmente, não há necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem nesta região. A ABNT NBR 16686:2020 propõe um método de faixas, baseado na norma de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014, que permite projetar a parede considerando solicitações, limitações e esbeltez por faixas. O comprimento de cada faixa deve ser igual a 5 vezes a espessura da parede e limitado a 100 cm. O índice de esbeltez e eventual momento de 2ª ordem depende da existência ou não de travamento lateral. Na ABNT NBR 6118:2014, uma faixa intermediária é definida como tendo bordas laterais sem apoio (livre). A nova norma de alvenaria propõe considerar o lado interno livre e o outro lado conforme a condição real do painel inteiro, com o comprimento de projeto da faixa para a consideração da esbeltez somente, igual à distância da borda livre à borda inteira da parede (Figura 3.14).



**Figura 3.13** Parede longa dividida por faixas para consideração dos esforços axiais, flexão no plano e fora do plano por faixa.



**Figura 3.14** Características do painel para cálculo da esbeltez por faixa.

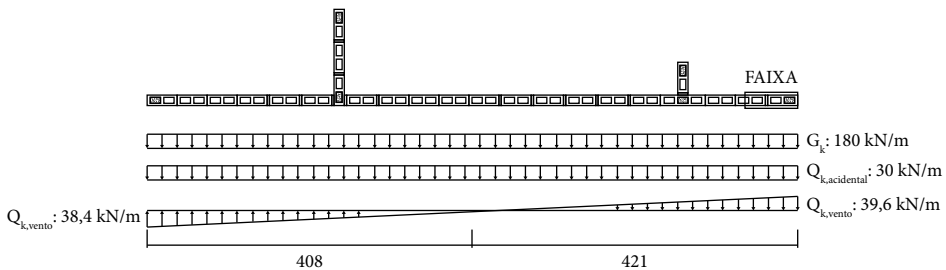
Para um caso usual de parede de contraventamento com  $t_{ef} = 14$  cm e restrições no topo e base e na extremidade, não há necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem para índice de esbeltez igual a 16, ou seja, para  $h_{ef} = 16 \cdot 14 = 224$  cm. Ao se considerar o travamento na extremidade, não será necessário considerar  $M_2$  até o comprimento  $\ell$  que leve a  $h_{ef} = 224$  cm. Em um caso típico de parede com  $h = 280$  cm, este comprimento será:

$$h_e \leq 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell} \rightarrow 224 = 0,7 \cdot \sqrt{1,0 \cdot 280 \cdot 2,5 \cdot \ell} \rightarrow \ell = 146 \text{ cm}$$

Ou seja, tipicamente não há necessidade de considerar efeito de 2ª ordem em uma parede com travamento na extremidade até uma faixa interna distante 1,46 m da extremidade.

#### 3.6.3.3.1 Exemplo – verificação por faixa

Dimensionar a faixa indicada no painel abaixo, sabendo que:  $h_{ef} = 2,80$  m,  $G_k = 180$  kN/m;  $Q_k = 30$  kN/m;  $M_k = 500$  kN · m;  $I = 7,44$  m<sup>4</sup>;  $x_1 = 4,08$  m;  $x_2 = 4,21$  m.





$$\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 280/14 = 20 > 16 \rightarrow \text{adicionar momento de 2ª ordem}$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[ 1 - \left( \frac{20}{40} \right)^3 \right] = 0,875$$

*Escolendo vento como principal:*  $Nd_{faixa} = \gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{vento}$

$$Nd_{faixa} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 30 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 180 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot \frac{39,6 + 33}{2} \cdot 0,7 = 226,7 \text{ kN}$$

*Escolendo carga acidental como principal:*  $Nd_{faixa} = \gamma_{fq} \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{vento}$

$$Nd_{faixa} = 1,4 \cdot 30 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 180 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 0,6 \cdot \frac{39,6 + 33}{2} \cdot 0,7 = 227,1 \text{ kN}$$

$$\text{Momento de 2ª ordem: } M_{2d} = \frac{N_d \cdot (h_e)^2}{3600 \cdot t} = \frac{227,1 \cdot (2,8)^2}{3600 \cdot 0,14} = 3,54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Módulo de resistência de flexão: } W = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,14^2}{6} = 0,0022867 \text{ m}^3$$

$$\text{Resistência requerida à compressão: } \frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2}$$

$$\frac{227,3}{0,7 \cdot 0,14 \cdot 0,875} + \frac{3,54}{0,0022867 \cdot 1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2}$$

$f_{pk} \geq 10522 \text{ kN/m}^2$  ou  $10,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{adotar bloco de concreto } 16,0 \text{ MPa, ou de } 8,0 \text{ MPa, e grautear totalmente a faixa de } 70 \text{ cm.}$

Deve-se notar que para a flexão fora do plano, caso de  $M_{2p}$ , o cálculo é mais preciso quando se considera a área líquida da seção. Repetindo o exemplo anterior, porém admitindo que a área líquida é metade da área bruta, e propriedade do módulo de resistência considerando apenas as paredes longitudinais dos blocos ( $e_{pl}$ ) igual a 2,5 cm, tem-se:

Módulo de resistência de flexão:

$$W = \frac{2}{t} \left[ \frac{b \cdot t^3}{12} - \frac{b \cdot (t - 2 \times e_{pl})^2}{12} \right] = \frac{2}{0,14} \left[ \frac{0,7 \cdot 0,14^3}{12} - \frac{0,7 \cdot (0,14 - 2 \times 0,025)^2}{12} \right] = 0,001679 \text{ m}^3$$

Resistência requerida à compressão: 
$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq \frac{0,7 f_{pk} \times 2}{2}$$

$$\frac{227,1}{0,7 \cdot 0,14 / 2 \cdot 0,875} + \frac{3,54}{0,001679 \cdot 1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk} \times 2}{2}$$

$f_{pk} \geq 9575 \text{ kN/m}^2$  ou  $9,6 \text{ MPa} \rightarrow$  *adotar bloco de concreto 14,0 MPa (se for grautear, o resultado é igual ao anterior).*

É necessário ainda verificar se há tração na combinação de  $M_{2d}$  e força normal. Considerando que o momento de segunda ordem é determinado pela força normal, entende-se que ambos esforços são de mesma natureza e com os mesmos coeficientes ponderadores. Deve-se verificar:

$$\frac{-N_d}{A} + \frac{M_d}{W} \leq \frac{f_{tk}}{2} \rightarrow \frac{-227,1}{0,7 \cdot 0,14} + \frac{3,54}{0,0022867} \leq \frac{f_{tk}}{2} \rightarrow -1539 < \frac{f_{tk}}{2}$$

A soma das tensões máximas resulta em compressão, então não há tração devido a  $M_{2d}$ .

### 3.7 Parede com índice de esbeltez maior que 30

No Anexo C da ABNT NBR 16686:2020 estão prescritas as seguintes considerações para dimensionamento de parede com índice de esbeltez superior a 30:

- i. as paredes devem ser armadas;
- ii. o elemento deve ser parede, não pilar;
- iii. a espessura dos blocos deve ser no mínimo igual a 140 mm;
- iv. os deslocamentos horizontais fora do plano, na base e topo da parede devem ser restritos;
- v. no dimensionamento, deve-se assumir a condição das extremidades como simplesmente apoiada;
- vi. a máxima tensão de compressão de projeto deve ser menor ou igual a 10% da resistência de prisma de projeto;

- vii. a máxima área de armadura deve levar à posição relativa da linha neutra da seção,  $x/d \leq 0,5$ ;
- viii. deve-se obrigatoriamente dimensionar a parede levando-se em conta os efeitos  $P \cdot \Delta$ ;
- ix. o dimensionamento deve ser feito na área efetiva da parede.

Lembrando-se que, para os casos de construções habitacionais térreas, é possível admitir paredes não armadas com índice de esbeltez menor.

### 3.8 Painel sob ação lateral fora do plano

Para o dimensionamento de painéis sob ação lateral fora do plano, apresentam-se, em caráter informativo no Anexo E da ABNT NBR 16686:2020, orientações de projeto, sendo as especificações apontadas válidas apenas para painéis com espessura menor que 25 cm. Outros modelos podem ser utilizados, desde que sejam consideradas a fissuração e propriedades da alvenaria em cada direção, como, por exemplo, o modelo de grelha equivalente.

### 3.9 Alvenaria protendida

No Anexo B da nova norma, agora normativo, constam informações básicas para dimensionamento e execução de alvenaria protendida, recomendada para casos em que inicialmente a tração é o esforço predominante, situação comum em paredes sujeitas a ações laterais elevadas em relação ao carregamento vertical. São exemplos desta situação muros de contenção como arri-mos e silos, reservatórios de água, paredes de galpões sujeitos à ação do vento, entre outros. O dimensionamento se dá com a força de protensão eliminando a tração em serviço no elemento de alvenaria.