Análise e Dimensionamento à Flexão Pura e Composta de Vigas e Paredes de Alvenaria Estrutural

Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc.**

Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D. Sc.**

Carv Cassiano Cavalcanti Filho, M. Sc.***

1 Introdução

A análise e o dimensionamento à flexão pura e à flexão com compressão das vigas de alvenaria estrutural são similares aos das vigas de concreto armado.

As hipóteses fundamentais são as usuais da teoria da flexão quando da adoção do Estado Limite Último (E. L. U.), e a normalização brasileira para Alvenaria Estrutural, NBR 15812-1:2010 e NBR 15961-1:2011, segue de uma maneira geral as prescrições do EUROCODE 6, adotando um método semiprobabilístico para a análise e dimensionamento à flexão de vigas e paredes de Alvenaria Estrutural, com coeficientes de ponderação parciais para os materiais e solicitações.

A sistemática de dimensionamento das paredes estruturais solicitadas a forças horizontais (paredes sob a ação do vento, muros de arrimo, paredes de reservatórios) é a mesma de vigas solicitadas por carregamentos verticais situados no seu plano médio, ressaltando-se que o momento de flexão atuante é considerado por unidade de comprimento.

2 Flexão Pura

A verificação no Estado Limite Último de uma seção submetida à flexão pura é dada por:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \tag{2.1}$$

que traduz a condição de segurança da seção, onde M_{Rd} é o valor de projeto do momento resistente da seção, M_{Sd} é o valor de cálculo do momento de flexão solicitante.

O momento resistente da seção é obtido considerando-se as tensões características dos materiais constituintes, às quais são aplicados os coeficientes de ponderação dos respectivos materiais, aço e alvenaria. O valor de cálculo do momento solicitante é dado por:

$$M_{Sd} = M_k \gamma_f \tag{2.2}$$

onde M_k é o valor característico do momento de flexão obtido na Análise Estrutural do elemento, e γ_f é o coeficiente de segurança das ações.

A normalização brasileira prescreve para as paredes submetidas a forças perpendiculares ao seu plano são submetidas à flexão dois casos:

- a) plano de flexão normal à fiada a resistência solicitada é a resistência à tração normal à fiada (Figura 2.1.a);
- b) plano de flexão paralelo à fiada a resistência solicitada é a resistência à tração paralela à fiada (Figura 2.1.b).

A resistência à tração na flexão normal à fiada mobiliza a resistência de aderência entre a interface dos elementos (blocos) e a argamassa. A presença de tensões de compressão normais à fiada influencia a resistência à flexão das paredes e diminui as tensões de tração.

A resistência à tração quando o plano é paralelo à fiada mobiliza resistências à tração entre os elementos e a argamassa, ou seja, resistências cisalhantes provenientes da aderência entre a interface dos elementos e a argamassa. A presença de tensões de compressão normais à fiada melhora a resistência de aderência da argamassa com o elemento componente da parede e a resistência à tração.

Compressão na Flexão

Blocos de concreto

Neste caso deve-se considerar a posição da junta de argamassa em relação à solicitação:

Professor Associado da UFF. emilsanchez@uol.com.br

^{**} Puc-Rio, julioholtzfilho@yahoo.com.br

^{***} Professor da UFJF, caryeng@oi.com.br

- 1) quando a compressão é normal às juntas o procedimento é o mesmo usado para a compressão simples, daí adotar-se f_k .
 - 2) compressão paralela às juntas
 - adotar f_k se a região comprimida estiver totalmente preenchida com grout;
 - em caso contrário adotar $0.50 f_{k}$.

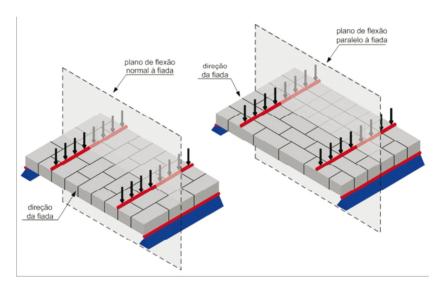
Blocos cerâmicos

Neste caso deve-se considerar a posição da junta de argamassa em relação à solicitação:

1) quando a compressão é normal às juntas o

- procedimento é o mesmo usado para a compressão simples;
- 2) compressão paralela às juntas
- adotar $0.70 f_k$ se a região comprimida estiver totalmente preenchida com grout;
- adotar $0,40f_k$ (obtida em prisma sem preenchimento com grout) se a região não estiver totalmente preenchida com grout.

No caso de ações temporárias como, por exemplo, a ação do vento, deve-se considerar resistência à tração na flexão, segundo os valores característicos definidos nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2.



(a) Plano de flexão normal à fiada. (b) Plano de flexão paralelo à fiada. Figura2.1 – Flexão na alvenaria.

Tabela 2.1 – Blocos de concreto: valores característicos da resistência à tração na flexão f_{tk} (MPa); NBR 15961-1:2011.

Direção da	Resistência média à compressão da argamassa $f_{a,m}$ (MPa)		
tração	1,3 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7.0
	(Classes P2 e P3)	(Classes P4 e P5)	71011114 40 7,0
Normal à fiada	0,08	0,15	0,20
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA: as classes de argamassa são definidas na NBR 13.281:2001.

Tabela 2.2 – Blocos cerâmicos: valores característicos da resistência.à tração na flexão f_{tk} (MPa); NBR 15812-1:2010.

Direção da	Resistência média à compressão da argamassa $f_{a,m}$ (MPa)		
tração	1,3 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
tração	(Classes P2 e P3)	(Classes P4 e P5)	71011114 40 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	-
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

 $\boldsymbol{NOTA}:$ as classes de argamassa são definidas na NBR 13.281:2001.

Tensão na zona comprimida à flexão

A verificação da tensão de compressão máxima na flexão simples de seção sem armadura (Figura 2.2), de acordo com a normalização brasileira (blocos vazados de concreto e blocos cerâmicos) é dada por:

$$\sigma_c \le 1.5 f_{cd} \tag{2.3}$$

onde f_{cd} é a tensão à compressão última de cálculo.

Tensão na zona tracionada à flexão

Para a verificação da tensão de tração máxima na flexão simples sem armadura (Figura 2.2) tem-se:

$$\sigma_t \le 1.5 f_{td} \tag{2.4}$$

onde f_{td} é a tensão à tração última de cálculo.

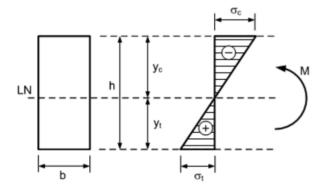


Figura 2.2 – Flexão simples em seção retangular sem armadura.

Armaduras para flexão simples de seção retangular

A Figura 2.3 ilustra os parâmetros geométricos e mecânicos de uma seção retangular submetida à flexão simples com armadura de tração e de compressão, que permitem obter as expressões para o dimensionamento.

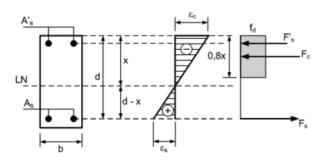


Figura 2.3 – Flexão simples de seção retangular com armaduras de tração e de compressão.

Para a armadura simples as equações de equilíbrio são deduzidas de modo análogo às deduções utilizandose a metodologia do EUROCODE 6, sendo a diferença fundamental das normas brasileiras a consideração de apenas 50% da tensão de escoamento do aço da armadura longitudinal de tração. Essa consideração é por demais conservativa, e tem como argumento a falta de resultados de ensaios realizados para as condições técnicas do mercado brasileiro, isto é, a consideração dos produtos nacionais e a qualidade da mão de obra.

Para o momento resistente de cálculo tem-se:

$$M_{Rd} = A_s \frac{0.5 f_{yk}}{\gamma_s} z \tag{2.5}$$

sendo o braço da alavanca interna dado por

$$z = d \left(1 - 0.5 \frac{A_s \frac{0.5 f_{yk}}{\gamma_s}}{b d \frac{f_k}{\gamma_m}} \right)$$
 (2.6)

A condição de limite máximo para o momento de flexão resistido pela seção é dada por:

$$M_{Rd} \le 0.4 \frac{f_k}{\gamma_m} b d^2 \tag{2.7}$$

Nas armaduras simples de uma seção com armadura isolada e a flexão em plano perpendicular ao do elemento, com as armaduras concentradas localmente, a largura paralela ao eixo de flexão não deve ser considerada superior ao triplo da sua espessura. Nesse caso considera-se a área líquida.

No dimensionamento da armadura dupla deve-se considerar a compatibilidade das deformações específicas que fornece:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} d = k_{x,lim} d$$
 (2.8)

sendo o limite entre os domínios de deformações 3 e 4 definido por

$$k_{x,lim} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \tag{2.9}$$

Seguindo-se:

$$y_{lim} = 0.8x_{lim}$$
 (2.10)

$$k_{v,lim} = 0.8k_{x,lim}$$
 (2.11)

Para a seção com armadura simples o equilíbrio dos momentos em função da força resultante atuante na zona comprimida escreve-se:

$$M_{Sd,lim} = R_{cc} z_{lim} (2.12)$$

seguindo-se

44

$$M_{Sd,lim} = 0.85 f_k b y_{lim} (d - \frac{y_{lim}}{2})$$
 (2.13)

$$M_{Sd,lim} = 0.85 f_k b k_{y,lim} d \left(d - \frac{k_{y,lim} d}{2} \right)$$
 (2.14)

$$M_{Sd,lim} = 0.85 f_k b k_{y,lim} d^2 \left(1 - \frac{k_{y,lim}}{2}\right)$$
 (2.15)

Pondo-se:

$$k_{z,lim} = 1 - \frac{k_{y,lim}}{2} \tag{2.16}$$

fica definido, de forma adimensional, a alavanca interna para armadura simples.

O equilíbrio de momentos para a armadura tracionada fornece:

$$M_{Sd,lim} = A_{s1} f_s z_{lim} \tag{2.17}$$

seguindo-se

$$M_{Sd,lim} = A_{s1} df_s k_{z,lim} (2.18)$$

Definindo-se o coeficiente adimensional:

$$\overline{k_s} = \frac{1}{f_s k_{s,lim}} \tag{2.19}$$

resulta

$$A_{s1} = \frac{M_{Sd,lim}}{d} \overline{k_s} \tag{2.20}$$

O momento resistido pela armadura dupla é dado por:

$$M_2 = M_{Sd} - M_{Sd,lim} (2.21)$$

A armadura adicional de tração fica determinada por:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{d - d'} k_{s2} \tag{2.22}$$

onde d' é o cobrimento da armadura de compressão e k_s , é dado na Tabela 2.4.

Para armadura total de tração tem-se:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \tag{2.23}$$

A armadura de compressão é dada por:

$$A_s' = \frac{M_2}{d - d'} k_s' \tag{2.24}$$

Tabela 2.3 – Flexão simples: seção retangular.

$\frac{M_{Sd}}{2\frac{f_k}{\gamma_m}bd^2}$	$k_z = \frac{z}{d}$	$k_x = \frac{x}{d}$	$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{Alv}(1 - k_x)}{k_x} (\%)$
0,090	0,90	0,259	1,0
0,098	0,89	0,275	0,9
0,106	0,88	0,300	0,8
0,113	0,87	0,325	0,7
0,120	0,86	0,350	0,7
0,128	0,85	0,375	0,6
0,134	0,84	0,400	0,5
0,141	0,83	0,425	0,5
0,148	0,82	0,450	0,4
0,154	0,81	0,475	0,4
0,160	0,8	0,500	0,4
0,166	0,79	0,525	0,3
0,172	0,78	0,550	0,3
0,177	0,77	0,575	0,3
0,182	0,76	0,600	0,2
0,188	0,75	0,625	0,2

Tabela 2.4 – Coeficiente: armadura de tração.

$k_{s2} = \frac{1}{f_{vd}} \left(cm^2 / kNm \right)$				
Aço	CA 25	CA 50	CA 50*	CA 60
k_{s2}	0,046	0,023	0,023	0,019

Tabela 2.5 – Coeficiente: armadura de compressão.

$\frac{d'}{h}$	$k'_s = \frac{1}{f'_s}$ para $k_{x,\text{lim}} (cm^2 / kNm)$			
		Aço		
	CA 25	CA 50	CA 50*	CA 60
0,05	0,046	0,023	0,025	0,021
0,10	0,046	0,023	0,026	0,023
0,15	0,046	0,023	0,027	0,025
0,20	0,046	0,023	0,031	0,032
0,25	0,046	0,029	0,049	0,057

No caso de utilização das prescrições da normalização brasileira ressalta-se que os valores das Tabelas 2.4 e 2.5 devem ser multiplicados por dois; esse coeficiente corresponde ao valor de redução 0,5 aplicado à tensão de escoamento do aço das armaduras. Essa redução é inconsistente com os critérios adotados para definir os domínios de deformações.

Armaduras simples para a seção T

Quando a LN tangencia a mesa da viga T essa se comporta como uma seção retangular (Figura 2.4), daí as expressões para dimensionamento são:

$$M_{Rd} = A_s \frac{0.5 f_{yk}}{\gamma_s} z$$

$$M_{Rd} \le f_d b_m t_f \left(d - 0.5 t_f \right) \tag{2.25}$$

$$z = d \left(1 - 0.5 \frac{A_s \frac{0.5 f_{yk}}{\gamma_s}}{b d \frac{f_k}{\gamma_m}} \right)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \tag{2.26}$$

As seguintes prescrições devem ser atendidas:

$$b_m \le \frac{1}{3}$$
 altura da parede (2.27)

$$t_f = 0.5d$$
 (2.28)

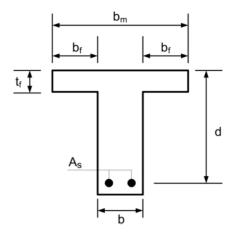


Figura 2.4 – Flexão simples de seção T com armadura de tração.

3 Flexão Composta

3.1 Notas iniciais

As filosofias usuais de análise e dimensionamento das paredes de alvenaria estrutural à flexão composta são apresentas e comentadas ao longo deste trabalho, realçando-se suas particularidades, de modo a permitir uma reavaliação da metodologia de cálculo atualmente vigente no Brasil, mesmo nas novas normas que estão a surgir, e buscando-se uma generalização da aplicação do Estado Limite Último (E. L. U.).

A NBR 10837:1989 - Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto, que adota o Método das Tensões Admissíveis, recentemente substituída pelas normas NBR 15961-1:2011 - Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 1: Projeto e NBR 15961-2:2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Parte 2: Execução e controle de obras, e a NBR 15812-1:2010 - Alvenaria Estrutural - Blocos Cerâmicos - Parte 1: Projeto que adotam as sistemáticas do E. L. U. em diversos de seus preceitos, mas ainda apresentam prescrições que precisam ser melhor avaliadas no caso da flexão composta, daí o objetivo deste texto em mostrar e comparar as diversos cláusulas dessa nova normalização brasileira, formulando-se análises mais abrangentes e tendo como base diversos enfoques do EUROCODE 6.

As paredes estruturais são solicitadas por compressão e flexão, pois a força vertical sempre terá uma excentricidade (Figura 3.1). O caso particular de compressão centrada ocorre quando a excentricidade é de pequena magnitude, assim as tensões oriundas do momento de flexão podem ser desprezadas em face da magnitude das tensões devidas à força normal.

A Figura 3.2 ilustra a superposição das tensões normais devidas à força normal e ao momento de flexão.

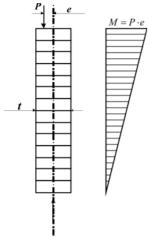


Figura 3.1 – Flexão composta em parede estrutural.

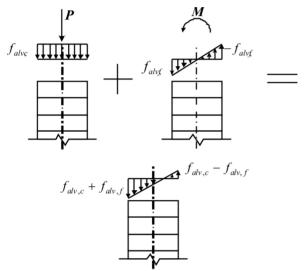


Figura 3.2 – Superposição das tensões numa seção da parede devido à flexão composta.

3.2 Formulações Teóricas

Tensões na Flexão Composta

Nas paredes e pilares de Alvenaria Estrutural solicitadas à flexão composta (Figura 3.3), o momento de flexão é devido à excentricidade da força vertical atuante, ou devido à ação de forças horizontais (vento ou empuxo).

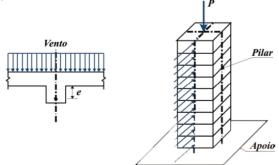


Figura 3.3 – Elementos estruturais submetidos à flexão composta.

A superposição das tensões devidas à força normal e ao momento de flexão origina quatro tipos de configuração, dependendo da excentricidade e da força normal. A Figura 3.4 mostra esses casos:

- a) compressão axial (e=0);
- b) pequena excentricidade $e > \frac{t}{6}$;
- c) excentricidade limite $e > \frac{t}{6}$;
- d) grande excentricidade $e > \frac{t}{6}$.

A excentricidade limite $e > \frac{t}{6}$ ocorre quando a força normal P está no contorno do núcleo central de inércia (N. C. I.) da seção.

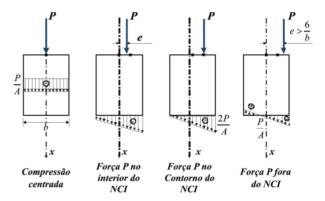


Figura 3.4 – Tensões na flexão composta.

A esbeltez da parede é definida por:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \tag{3.1}$$

onde h_{ef} é a altura da parede e t a sua espessura.

Influência do Travamento das Paredes

A Figura 3.5 mostra a influência da existência de paredes de travamento na força que leva a instabilidade elástica.

Para uma parede simplesmente apoiada na sua base e topo tem-se um fator de resistência à flambagem unitário (FRF=1,0), com flecha máxima no meio do vão da parede (Figura 3.5a).

A execução de uma parede num dos extremos da parede em análise eleva o FRF para 1,5 (Figura 3.5b), sendo as flechas no extremo sem restrição lateral diferente da flecha no meio do comprimento da parede.

Com uma restrição no outro bordo da parede original, ou seja, a execução de uma nova parede no outro bordo tem-se FRF=3,3, com as flechas no meio

do vão iguais, quer seja calculada com o comprimento da parede ou com sua altura (Figura 3.5c).

Essa análise realça que uma parede travada lateralmente é mais estável, daí a força crítica de Euler ser maior do que a de uma parede com menos restrições laterais.

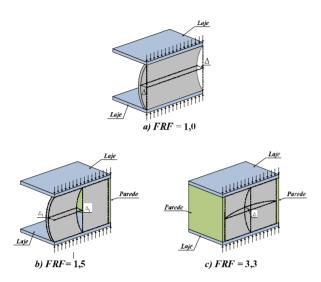


Figura 3.5 – Fator de resistência à flambagem em paredes com e sem restrições laterais.

Formulação Empírica

As pesquisas estadunidenses avaliam a tensão de compressão F_a de uma parede comprimida axialmente com os extremos rotulados por meio do raio de giração r da seção transversal do bloco, e da resistência média do prisma f'_m , e por meio de uma curva de ajuste dos resultados experimentais (Figura 3.6) tem-se:

$$F_a = 0.25 \ f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$
 (3.2)

que é válida para $\frac{h}{r} \le 99$, sendo h a altura da parede.

Para
$$\frac{h}{r} > 99$$
 tem-se:

$$F_a = 0.25 \ f_m' \left[1 - \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right]$$
 (3.3)

que é uma expressão obtida considerando-se a Teoria da Estabilidade Elástica.

A Figura 3.6 mostra a influência da esbeltez λ na tensão de compressão da parede, considerada como a razão entre a tensão resistente da parede F_a e a resistência média à compressão do prisma.

Ressalta-se que a expressão 3.2 representa o

ajuste de 22 resultados experimentais, e a expressão 3.3 de apenas cinco resultados.

Essa formulação colocada em termos do índice de esbeltez da parede leva ao fator de redução adotado nas normas estadunidenses e brasileiras, dado por:

$$R = \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40_t}\right)^3\right] \tag{3.4}$$

Razão entre a resistência da parede e a resistência do bloco

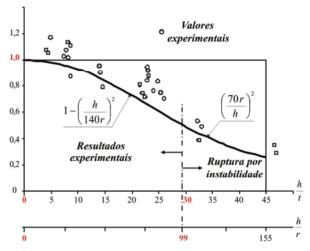


Figura 3.6 – Influência da esbeltez da parede na resistência à compressão.

4 Prescrições Normativas Brasileiras

Os valores característicos das ações F_k são obtidos por meio da Análise Estrutural, e como é muito baixa a probabilidade de ocorrência de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes com seus valores característicos de maneira simultânea, considera-se a combinação das ações com seus valores reduzidos.

Para o caso de verificações no Estado Limite Último esses valores serão $\psi_0 F_k$, onde ψ_0 é o coeficiente para redução de ações variáveis (Tabela 4.1).

O valor de cálculo ${\cal F}_a$ é obtido multiplicandose ${\cal F}_k$ pelos coeficientes de ponderação mostrados na Tabela 4.2.

Resistências

No E. L. U. a resistência de cálculo f_d é obtida diminuindo-se a resistência característica por meio do coeficiente de ponderação (Tabela 4.3).

No caso de aderência entre o aço e o grout, ou a argamassa que o envolve, dotar . Para os cálculos a serem efetuados no Estado Limite de Serviço (E. L. S.) adotar $\gamma_{\scriptscriptstyle m}=1,0$.

Compressão Simples

A resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k pode ser obtida em função do ensaio de paredes admitindo-se $f_k = f_{parede}$, como 85% da resistência da pequena parede, isto é, $f_k = 0.85 f_{ppk}$, ou pode ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples do prisma, ou seja, $f_k = f_{nk}$.s

Essas resistências devem ser consideradas quando todas as juntas (horizontais e verticais) estiverem preenchidas com argamassa.

Para blocos de concreto, no caso de preenchimento parcial das juntas horizontais, a resistência característica à compressão simples da alvenaria passa a ser $0.80f_b$.

Para os blocos cerâmicos, quando o preenchimento de argamassa no perímetro do bloco for parcial, deve-se considerar um fator de correção.

$$n = \frac{A_{parcial}}{A_{total}} \tag{4.1}$$

onde $A_{\it parcial}$ e $A_{\it total}$ são, respectivamente, as áreas dos cordões de argamassa.

Se todo o perímetro do bloco for preenchido com argamassa tem-se

$$A_{total} = u.t_{septo} \tag{4.2}$$

sendo u o perímetro do cordão de argamassa e t_{septo} a espessura média dos septos, e no caso do perímetro do bloco ser preenchido parcialmente tem-se

$$A_{parcial} = u_{parcial} t_{septo} (4.3)$$

Se o preenchimento parcial for ao longo das faces longitudinais o fator de correção é igual a 1,15n.

Compressão na Flexão

Blocos de concreto

Neste caso deve-se considerar a posição da junta de argamassa em relação à solicitação:

Tabela 4.1 - Coeficientes para redução de ações variáveis; NBR 15182-1:2010 e NBR 15961-1:2011.

	Ações	ψ_0
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5
	Edificios comerciais	0,7
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão do vento para edificações em geral	0,6

Tabela 4.2 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações; NBR 15182-1:2010 e NBR 15961-1:2011.

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
	_	Favorável	Desfavorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2	1,40	-
dificações Tipo 1 são aquel	as em que as cargas acidentais superam 5kN/m².		
dificações Tipo 2 são aquel	as em que as cargas acidentais não superam $5kN/m$.		

Tabela 4.3 – Coeficientes de ponderação γ_m para verificação no E. L. U.; NBR 15182-1:2010 e NBR 15961-1:2011.

Combinação	Alvenaria	Grout	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

- quando a compressão é normal às juntas o procedimento é o mesmo usado para a compressão simples, daí adotar-se f_b;
- 2) compressão paralela às juntas
- adotar f_k se a região comprimida estiver totalmente preenchida com grout;
- em caso contrário adotar $0.50f_k$.

Blocos cerâmicos

Neste caso deve-se considerar a posição da junta de argamassa em relação à solicitação:

- quando a compressão é normal às juntas o procedimento é o mesmo usado para a compressão simples;
- 2) compressão paralela às juntas
- adotar 0,70f_k se a região comprimida estiver totalmente preenchida com grout;
- adotar 0,40 f_k (obtida em prisma sem preenchimento com grout) se a região não estiver totalmente preenchida com grout.

No caso de ações temporárias como, por exemplo, a do vento, deve-se considerar resistência à tração na flexão, segundo os valores característicos definidos nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Força Resistente de Cálculo à Compressão Axial

A influência da esbeltez, na parede ou no pilar, é

expressa considerando-se um fator de redução.

$$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3 \tag{4.4}$$

A força normal resistente de cálculo da parede é dada por:

$$N_{Rd} = f_d R A \tag{4.5}$$

onde

 f_d – resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A – área da seção resistente;

R – fator de redução.

Ressalta-se que essa expressão admite o fator de redução como função apenas do índice de esbeltez da parede λ , desconsiderando as ligações entre parede e pisos, o tipo de parede, externa ou interna, e a excentricidade acidental, originária de imperfeições executivas.

A expressão para cálculo da força normal resistente de cálculo do pilar é obtida de forma similar à da parede, mas com uma redução de 10%, assim

$$N_{Rd} = 0.9 f_d R A (4.6)$$

A Figura 4.1 mostra a variação do fator de redução *R* em função do índice de esbeltez da parede.

Tabela 4.4 – Blocos de concreto: valores característicos da resistência à tração na flexão f_{tk} (MPa); NBR 15961-1:2011.

Direção da	Resistência média à compressão da argamassa $f_{a,m}$ (MPa)		
tração	1,3 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7.0
	(Classes P2 e P3)	(Classes P4 e P5)	Tienna de 7,0
Normal à fiada	0,08	0,15	0,20
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA: as classes de argamassa são definidas na NBR 13.281:2001.

Tabela 4.5 – Blocos cerâmicos: valores característicos da resistência. à tração na flexão f_{ik} (MPa); NBR 15812-1:2010.

Direção da	Resistência média à compressão da argamassa $f_{a,m}$ (MPa)		
tração	1,3 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Huyuo	(Classes P2 e P3)	(Classes P4 e P5)	71011114 40 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	-
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA: as classes de argamassa são definidas na NBR 13.281:2001.

Para valores do índice esbeltez $\lambda \leq 24$ temse alvenaria não armada e para $24 < \lambda \leq 30$ temse alvenaria armada.

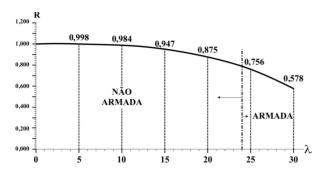


Figura 4.1 – Curva de R versus λ .

Flexão Composta

Verificação da Tensão de Tração

Se $e > \frac{t}{6}$ a seção não é tracionada e não se en-

contra fissurada e quando $e > \frac{t}{6}$ a linha neutra corta a

seção e se tem uma tensão de tração e para que não ocorram fissuras na seção deve-se ter:

$$f_{td} \le \frac{f_{tk}}{\gamma} \tag{4.7}$$

Flexão Composta Reta Alvenaria não armada

As superposições das tensões devidas à força normal e ao momento de flexão geram um diagrama triangular de tensões de compressão (a linha neutra tangencia a seção), ou um diagrama trapezoidal de compressão (a linha neutra está fora da seção).

A verificação das tensões combinadas deve atender a seguinte condição (Figura 4.2):

$$\frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{WK} \le f_d \tag{4.8}$$

onde

 N_{J} – força normalde cálculo;

 M_d – momento de flexão de cálculo;

 f_d – resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A – área da seção resistente;

W – módulo elástico da seção resistente (Winkler);

R – coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento (expressão 3.4);

K=1,5 – fator de ajuste da resistência à compressão na flexão.

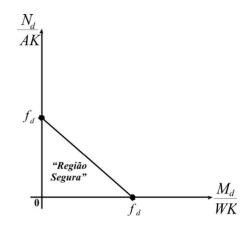


Figura 4.2 – Interação entre a força normal e o momento de flexão.

Flexão Composta RetaAlvenaria armada

Para os elementos curtos $\lambda \le 12$ os parâmetros para dimensionamento constam da Figura 4.3.

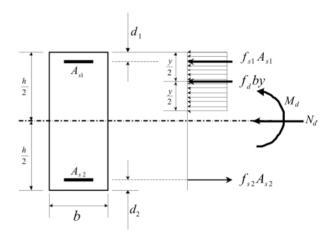


Figura 4.3 – Flexão composta reta: parâmetros da seção retangular.

Para a excentricidade e_x no plano de flexão temse a seguinte equação de equilíbrio:

$$N_{Sd} \le N_{Rd} = f_d b (h - 2 e_x) \tag{4.9}$$

Essa aproximação é válida para $e_x \le 0.5h$ e nesse caso, utiliza-se a armadura mínima.

Se N_{Sd} excede o valor de N_{Rd} dado pela expressão 4.9, seguem-se para o dimensionamento (Figura 4.3):

$$N_{Rd} = f_d b y + f_{s1} A_{s1} - f_{s2} A_{s2}$$
 (4.10)

$$M_{Rd} = 0.5 f_d by (h - y) + f_{st} A_{st} (0.5h - d_1) +$$

$$+ f_{st} A_{st} (0.5h - d_2)$$
(4.11)

onde

 A_{s1} – área de armadura comprimida na face de maior compressão;

 A_{s2} – área de armadura na outra face;

b –largura da seção;

 d_1 – distância do centróide da armadura A_{s1} à borda mais comprimida;

 d_2 – distância do centróide da armadura A_{s2} à outra borda;

 $y - \acute{e}$ a profundidade da região de compressão uniforme (y = 0.8x);

 f_d –resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

 $f_{\rm sl}$ – tensão na armadura na face mais comprimida $(f_{\rm sl}=0.5f_{\rm vd});$

 f_{s2} – tensão na armadura na outra face ($f_{s2} = 0.5 f_{yd}$);

h − altura da seção no plano de flexão.

No caso de elementos comprimidos com $\lambda > 12$, elementos esbeltos, o dimensionamento deve ser realizado de acordo com as expressões 4.9, 4.10 e 4.11, sendo que aos efeitos de 1ª ordem é necessário adicionar os efeitos do momento de 2ª ordem (Figura 4.4) dado por:

$$M_{2d} = \frac{N_d \left(h_e\right)^2}{2000t} \tag{4.12}$$

onde

 h_a – altura efetiva do pilar ou parede;

t – dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão.

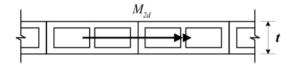


Figura 4.4 – Momento de 2ª ordem.

EXEMPLO. Dimensionar à flexo-compressão a parede mostrada na Figura 4.5.

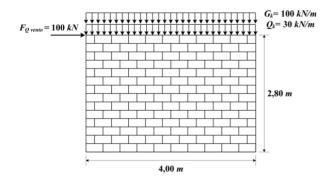


Figura 4.5 – Parede solicitada à flexo-compressão.

Dados de projeto:
$$t = 20 \ cm$$
; $f_{bk} = 6,0 \ MPa$; $f_{ak} = 6,0 \ MPa$; $\gamma_m = 2,0$; $K = 1,5$.

Os cálculos iniciais são:

$$f_{nk} = 0.5 f_{kk} = 0.5 \times 6.0 = 3.0 MPa$$

$$R = 1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t}\right)^3 = 1 - \left(\frac{280}{40 \times 20}\right)^3 \approx 0,957$$

$$A = t \cdot l = 200 \times 4000 = 8.0 \times 10^5 \, mm^2$$

- **resistência à tração**: as cargas G_k e Q_k são favoráveis na resistência ao vento, assim,

$$\gamma_{fG} = 0.9$$

$$\gamma_{f0} = 0.9$$
 (por ser eventual)

Para a força devido ao vento tem-se $\gamma_{f, vento} = 1,4$, então a solicitação de cálculo fica:

$$N_d = \gamma_{fG} G_k l = 0.9 \times 100 \times 4.00 = 360 \text{ kN}$$

$$M_d = \gamma_{f, vento}(F_{O, vento}h) = 1,4(110 \text{ x } 2,80) = 431,20 \text{ kNm}$$

O módulo resistente da seção é dado por:

$$W = \frac{tl^2}{6} = \frac{200 \times 4000^2}{6} = 533,33 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

daí a tensão de tração fica

$$f_{t} = 0.20 MPa$$
 (Tabela 4.5)

seguindo-se

$$-\frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{WK} \le f_d$$

$$f_d = \frac{f_{tk}}{\gamma_m} = \frac{0.20}{2.0} = 0.10 \, MPa$$

$$-\frac{360\times10^3}{800\times10^3\times0.957} + \frac{431,20\times10^6}{533,33\times10^6\times1.5} =$$

$$-0.47 + 0.54 = 0.07 MPa < 0.10 MPa - ok!$$

- **resistência à compressão**: para a carga acidental $\psi_0 = 0.5$ (Tabela 4.1) tem-se

$$\gamma_{fG} = 1.4$$

$$\gamma_{10} = 1.4$$

$$\gamma_{m} = 2.0$$

Seguindo-se

$$N_d = \psi_0 \gamma_{fO} Q_k l + \gamma_{fG} G_k l$$

$$N_d = 0.5 \text{ x } 1.4 \text{ x } 30 \text{ x } 4.00 + 1.4 \text{ x } 100 \text{ x } 4.00 =$$

$$84 + 560 = 644 \, kN$$

$$M_d = \gamma_{fO}(F_{O \ vento} \ h)$$

$$M_{J} = 1.4 (110 \times 2.80) = 431.20 \text{ kNm}$$

$$\left\| \frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{WK} \right\| \le f_d$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{0.7 \times f_{pk}}{2.0} = \frac{0.7 \times 3.0}{2.0} = 1.05 MPa$$

$$\left\| \frac{-644 \times 10^3}{800 \times 10^3 \times 0,957} - \frac{431,20 \times 10^6}{533,33 \times 10^6 \times 1,5} \right\| =$$

$$\|-0.84 - 0.54\| = 1.38 MPa > 1.05 MPa$$

Comentários: essa verificação não atende ao E.L.U., então deve-se preencher todos os blocos com grout (60% a mais), ou aumentar a resistência do bloco para $f_{bk} = 8,0 \ MPa$, o que levará a $f_d = 1,4 \ MPa$.

Para a força devida ao vento $\psi_0 = 0.6$ (Tabela 4.1) tem-se:

$$\gamma_{fG} = 1,4$$

$$\gamma_{10} = 1.4$$

$$\gamma_{...} = 2.0$$

Seguindo-se

$$N_d = \gamma_{fO} Q_k + \gamma_{fG} G_k$$

$$N_d = 1.4 \times 100 + 1.1 \times 30 = 140 + 42 = 182 \ kN$$

$$M_d = \psi_0 \gamma_{eq} (F_{Q_{vento}} h)$$

$$M_d = 0.6 \text{ x } 1.4 \text{ (110 x } 2.80) = 0.6 \text{ x } 431.20 = 258.72 \text{ kNm}$$

$$\left\| \frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{WK} \right\| \le f_d$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{0.7 \times f_{pk}}{2.0} = \frac{0.7 \times 3.0}{2.0} = 1.05 MPa$$

$$\left\| \frac{-182 \times 10^3}{800 \times 10^3 \times 0,957} - \frac{258,72 \times 10^6}{533,33 \times 10^6 \times 1,5} \right\| =$$

$$\|-0.24-0.32\| = 0.56 MPa < 1.05 MPa - ok!$$

Flexão Composta Oblíqua

Se o elemento for curto ($\lambda \leq 12$) e a seção for retangular (parede ou pilar) é possível aplicar um método aproximado adotando-se armadura simétrica.

Esse método transforma a Flexão Composta Oblíqua em Flexão Composta Reta por meio da ampliação dos momentos de flexão, cujas expressões são:

$$M_x = M_x + j \frac{p}{q} M_y$$
 para $\frac{M_x}{p} \ge \frac{M_y}{q}$ (4.13)

$$M_y = M_y + j\frac{q}{p}M_x$$
 para $\frac{M_x}{p} \le \frac{M_y}{q}$ (4.14)

onde

 M_x , M_y – momentos de flexão em torno dos eixos x e y, respectivamente;

 M'_{x} , M'_{y} – momentos de flexão efetivos em torno dos eixos x e y, respectivamente;

p, q – dimensões da seção transversal na direção perpendicular aos eixos x e y, respectivamente.

Tabela 4.6 – Valores do coeficiente j.

$$\begin{array}{ccc} N_d & j \\ A.f_k & & & \\ 0 & 1,00 \\ 0,1 & 0,88 \\ 0,2 & 0,77 \\ 0,3 & 0,65 \\ 0,4 & 0,53 \\ 0,5 & 0,42 \\ \geq 0,6 & 0,30 \\ \end{array}$$

A Tabela 4.6 fornece os valores do coeficiente j para aplicação desse método. No caso de elementos esbeltos ($\lambda > 12$) procede-se como descrito anteriormente, acrescentando-se os efeitos de 2^a ordem (expressão 4.12).

5 Disposições Construtivas e Detalhamento

5.1 Espessura da Parede

A espessura das paredes deve obedecer às seguintes condições:

$$t \ge \begin{cases} \frac{h}{30} \\ \frac{l}{30} \\ 14 cm \end{cases}$$

onde l é a distância entre as paredes de contraventamento normais à parede considerada e h a altura da parede.

Para paredes de vedação deve-se ter $t \ge \frac{1}{36}$.

As paredes estruturais devem ser contraventadas em outras paredes (Figura 5.1) ou pilares de amarração.

As larguras das mesas devem por obedecer ao limite $b_t \le 6t$, tal como a ilustra a Figura 5.1.

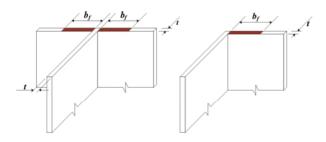


Figura 5.1 – Comprimento efetivo das mesas; NBR 15812-1:2010 e NBR 15961-1:2011.

A espessura efetiva de uma parede com enrijecedores regularmente espaçados é dada por:

$$t_{e} = \delta t \tag{5.1}$$

onde

t_e – espessura efetiva da parede;

 δ – coeficiente determinado de acordo com a Tabela 5.1 e parâmetros mostrados na Figura 5.2;

t – espessura da parede na região entre enrijecedores.

A espessura efetiva obtida com a expressão 5.1 é usada no cálculo do índice de esbeltez da parede.

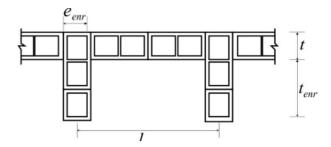


Figura 5.2 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva das paredes.

Tabela 5.1 – Valores do coeficiente δ (interpolar para valores intermediários).

$\frac{l_{enr}}{e_{enr}}$	$\frac{t_{enr}}{t} = 1$	$\frac{t_{enr}}{t} = 2$	$\frac{t_{enr}}{t} = 3$
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

5.2 Armaduras

Em vigas e pilares de alvenaria armada a área da armadura longitudinal principal não será menor que 0,10% da área da seção transversal.

Em paredes de alvenaria armada deve-se dispor uma armadura secundária A_{sec} , perpendicular à principal, com área mínima de 0,05% da seção transversal correspondente.

A área da armadura vertical principal é igual a

2/3 da área de armadura, $A_{sy} \le \frac{2}{3} A_s$, e a da armadura

horizontal é igual a 1/3 da área de armadura, $A_{sy} \le \frac{2}{3} A_s$

ou vice-versa, dependendo da direção para a qual foi realizado o dimensionamento.

No caso de paredes de contraventamento, cuja verificação da compressão seja realizada como alvenaria não armada, a armadura longitudinal tracionada não deve ser menor que 10% da área da seção transversal, $A_{\min} \geq 0.10\%$ $A_{seção transv}$; neste caso, dispensa-se a exigência de armadura secundária.

Em pilares de alvenaria armada a área da armadura longitudinal não deve ser menor que 0.30% da área da seção transversal, $A_{min} \ge 0.30\%$ $A_{secão transv}$.

No detalhamento das barras longitudinais das paredes e pilares se deve ter no máximo duas barras emendadas por seção. Uma segunda emenda deve situar-se no mínimo a uma distância de $40 \, \varphi$ da primeira emenda, medida na direção do eixo das barras, sendo φ o diâmetro da barra emendada (Figura 5.3).

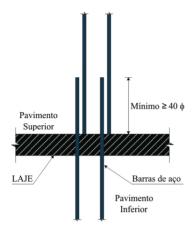


Figura 5.3 – Emendas das barras verticais por justaposição.

No caso de emendas o comprimento mínimo do traspasse é de $40 \, \varphi$, não se adotando valor menor que $15 \, cm$ no caso de barras corrugadas e $30 \, cm$ no caso de barras lisas. Em nenhum caso a emenda pode ser inferior ao comprimento de ancoragem reta (Figura 5.4).

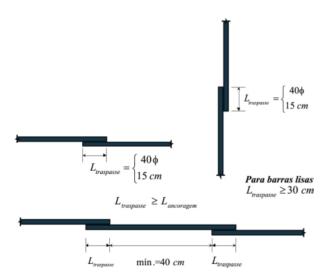


Figura 5.4 – Prescrições para emendas de barras.

As armaduras alojadas numa área preenchida com grout não devem ter área da seção transversal superior a 8% da área da seção do grout envolvente.

As barras de armaduras não devem ter diâmetro superior a 6,3 *mm* quando localizadas em juntas de assentamento e 25 *mm* em qualquer outro caso.

Nos pilares armados, devem-se dispor estribos de diâmetro mínimo 5 *mm*, com espaçamento que não exceda:

- a) a menor dimensão do pilar;
- b) $50 \, \phi_{est}$;
- c) 20 \(\phi_{long} \).

Essas prescrições são mostradas na Figura 5.5.

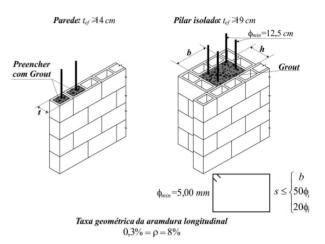


Figura 5.5 – Armaduras de paredes e pilares.

Para o caso de parede considerada como pilar:

$$\rho \le 0.3\%
\tag{5.2}$$

$$A_{s} = S_{\chi} + A_{sv} \tag{5.3}$$

$$A_{sy} \le \frac{2}{3} A_s \qquad A_{sy} \le \frac{2}{3} A_s \tag{5.4}$$

onde os índices indicam as direções horizontal e vertical.

O espaçamento da armadura vertical s_{ν} deve atender à taxa geométrica da armadura $\rho \le 0.3\%$ (Figura 5.6).

As paredes podem ser costuradas com armadura colocada na argamassa com $\phi \le 6.3 \ mm$ (Figura 5.7).

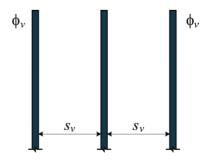


Figura 5.6 – Espaçamento da armadura vertical s_v



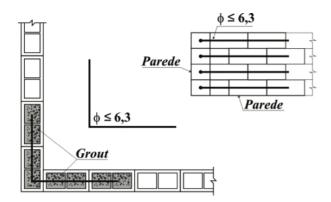


Figura 5.7 – Detalhe da costura nas paredes.

6 Observações Finais

As normas brasileiras adotam apenas 50% da tensão característica ao escoamento do aço da armadura longitudinal de flexão para o dimensionamento à flexão, o que o torna muito conservativo.

As atuais normas brasileiras para o dimensionamento de Alvenaria Estrutural são fundamentadas no E. L. U. e representam grande avanço em relação à normalização anterior, que era fundamentada no Método das Tensões Admissíveis, entretanto diversos tópicos importantes sobre a flexão com compressão de paredes não foram abordados por essas novas normas.

A instabilidade de paredes não é tratada de maneira direta e consistente, pois ainda foi mantida a sistemática estadunidense de adotar-se um coeficiente de minoração da resistência em função da esbelteza da parede. Esse procedimento não diferencia o comportamento estrutural de paredes externas e internas, e não considera as rijezas dos diversos elementos que compõem a estrutura.

Ao se comparar os resultados do dimensionamento à compressão axial de paredes calculadas pela antiga normalização brasileira, deve ser ressaltado que:

- a resistência do prisma era considerada por meio do valor médio;
- na nova normalização o valor a ser considerado é a resistência característica do prisma.

Outra diferença fundamental na nova normalização é que a resistência do prisma, obtida na obra, é calculada considerando-se a sua área plena do prisma.

7 Bibliografia

AMRHEIN, J. E. Reinforced Masonry Engineering Handbook; 5a ed., MIA, U. S. A.1994.

ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado. Volume

3. Editora Dunas. Rio Grande. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas, Rio de Janeiro. 1980.

NBR 8949. **Paredes de Alvenaria Estrutural – Ensaio à Compressão Simples**. Rio de Janeiro. 1985.

NBR 6123. Forças Devidas aos Ventos em Edificações. Rio de Janeiro. 1988.

NBR 10837. Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto, Rio de Janeiro. 1989.

NBR 14322. Paredes de Alvenaria Estrutural – Verificação da Resistência à Flexão Simples ou à Flexo-Compressão. Rio de Janeiro. 1999.

NBR 8681. **Ações e Segurança nas Estruturas: Procedimento**, Rio de Janeiro. 2003.

NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento**, Rio de Janeiro. 2007.

NBR 15812-1. Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos – Partel: Projetos. Rio de Janeiro. 2010.

NBR 15812-2. Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos – Parte 2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro. 2010.

NBR 15961-1. **Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 1: Projetos**. Rio de Janeiro. 2011.

NBR 15961-2. Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro. 2011.

Building Code Requirements of Masonry Structures: ACI 530-92 / ASCE 5-92/ TMS 402-92. 1995; ACI; U. S. A.

CAVALCANTI FILHO, C. C. Estudo da Flambagem de Paredes deAlvenaria Estrutural. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense. 2009.

Commentary Building Code Requirements of Masonry Structures: ACI 530-92 / ASCE 5-92/ TMS 402-92. ACI; U. S. A. 1995.

DIN 1053-1: Masonry – Part 1: Design and construction 1996

DUARTE, RONALDO BASTOS. Recomendações para o Projeto e Execução deEdifícios de Alvenaria Estrutural. Porto Alegre. ANICER. 1999.

EUROCODE 6. Design of Masonry Structures-Part 1-1: General Rules for Building – Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry.1996.

FUSCO, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Normais. Guanabara Dois. Rio de Janeiro. 1981.

HENDRY, A. W. **Structural Masonry**; Second Edition; MacMillan Press Ltd; Hong Kong. 1988.

Masonry Designer's Guide. The Masonry Society /

ACI; U. S. A. 1993.

MANN, W. Grundlagen der vereinfachten und der genauren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1, Ausgabe November 1996. Mauerwerk-Kalender, p. 7-34. Ernest & Sohn. 1988.

MANN, W. Zahlenbeispiele zur Bemessung von druck – und schubbeanspruchten gemauerten Wänden mit dem genaueren Berechnungsverfahren nach DIN 1053-1, Ausgabe November 1996, für Mauerwerk nach Eingnungsprüfung und für Rezeptmauerwerk. Mauerwerk-Kalender, p. 35-45. Ernest & Sohn. 1988.

Manual Técnico de Alvenaria. Associação Brasileira da Construção Industrializada; São Paulo.1990

SÁNCHEZ, E. Alvenaria Estrutura – Novas Tendências Técnicas e de Mercado. Editora Interciência. Rio de Janeiro. 2002.

SCHNEIDER, R. R.; DICKEY, W. L. **Reinforced Masonry Design**; 1^a ed., Prentice-Hall, U. S. A. 1980. SMITH, C.; HONKALA, T. L.; ANDRES, C. K. **Masonry Design Construction**; Reston Publishing Company, U. S. A. 1979.