

PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO

Guilherme Aris Parsekian (Org.)




Edufscar


Associação
Brasileira de
Cimento Portland


Comunidade
da Construção
Unindo a base do concreto

PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO



REITOR	Targino de Araújo Filho
VICE-REITOR	Pedro Manoel Galetti Junior
DIRETOR DA EDUFSCAR	Oswaldo Mário Serra Truzzi

EdUFSCar - Editora da Universidade Federal de São Carlos

CONSELHO EDITORIAL	José Eduardo dos Santos
	José Renato Coury
	Nivaldo Nale
	Paulo Reali Nunes
	Oswaldo Mário Serra Truzzi (Presidente)
SECRETÁRIA EXECUTIVA	Fernanda do Nascimento

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
Editora da Universidade Federal de São Carlos
Via Washington Luís, km 235
13565-905 - São Carlos, SP, Brasil
Telefax (16) 3351-8137
<http://www.editora.ufscar.br>
edufscar@ufscar.br
Twitter: @EdUFSCar
Facebook: [facebook.com/edufscar](https://www.facebook.com/edufscar)

PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO

Guilherme Aris Parsekian (organizador)



EdUFSCar

São Carlos, 2012

© 2012, dos autores

Capa

Luís Gustavo Sousa Squissardi

Projeto gráfico

Vítor Massola Gonzales Lopes

Preparação e revisão de texto

Daniela Silva Guanaís Costa

Marcelo Dias Saes Peres

Bruno Ricardo da Silva

Editoração eletrônica

Ricardo Erlo (*in memoriam*)

Icaro da Silva Cordeiro

Coordenação

Guilherme Aris Parsekian – UFSCar

Organização

Arnoldo Augusto Wendler Filho – Wendler Projetos

Cláudio Oliveira Silva – ABCP

Eliana Taniguti – E8 Inteligência

Glécia Vieira – ABCP

Michelli Garrido Silvestre – ABCP

Apoio

Ernesto Fortes Silva – UFSCar

ProEx/UFSCar

Programa de Extensão 23112.000047/2009-65 – Programa de melhoria técnica da área de sistemas estruturais e construtivos

Projeto de Extensão 23112.003625/2010-75 – Padronização de Parâmetros e Detalhes Para Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária da UFSCar

P222p Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de
concreto / organizador: Guilherme Aris Parsekian. — São
Carlos : EdUFSCar, 2012.
85 p.

ISBN – 978-85-7600-270-3

1. Alvenaria. 2. Blocos de concreto. 3. Alvenaria
estrutural. 4. Projeto. 5. Edifícios. I. Título.

CDD: 693.1 (20*)

CDU: 693

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta obra pode ser reproduzida ou transmitida por qualquer forma e/ou quaisquer meios (eletrônicos ou mecânicos, incluindo fotocópia e gravação) ou arquivada em qualquer sistema de banco de dados sem permissão escrita do titular do direito autoral.

AGRADECIMENTOS

À OSMB Engenheiros Associados, ao Centro Tecnológico de Controle da Qualidade Falcão Bauer, ao ITEP – Instituto de Tecnologia de Pernambuco e ao LEMA/UFAL – Laboratório de Estruturas e Materiais da Universidade Federal de Alagoas, pela resposta ao questionário de levantamento de dados.

Aos escritórios Arco Assessoria em Racionalização Construtiva, Cláudio Puga & Engenheiros Associados, Escritório Técnico J R Andrade, Racional Projeto e Consultoria S/S, Pedreira de Freitas, RKS Engenharia de Estruturas, Simon Engenharia, Wendler Projetos Estruturais, pela resposta ao questionário de levantamento de dados e nas interessantes reuniões de discussão dos detalhes técnicos fundamentais para a elaboração deste texto.

PROFISSIONAIS COLABORADORES

Eng. Luiz Sérgio Franco

Arco Assessoria em Racionalização Construtiva – São Paulo-SP

Eng. Cláudio Creazzo Puga

Cláudio Puga & Engenheiros Associados – São Paulo-SP

Eng. José Roberto de Andrade e Eng. José Roberto de Andrade Filho

Escritório Técnico J R Andrade – São Carlos-SP

Eng. Luis Alberto Carvalho

Racional Projeto e Consultoria S/S – Fortaleza-CE

Enga. Fabiana Cristina Mamede e Eng. Augusto Guimarães Pedreira de Freitas

Pedreira de Freitas – São Paulo-SP

Eng. João Alberto Kerber

RKS Engenharia de Estruturas – Florianópolis-SC

Eng. Fábio R. Simon

Simon Engenharia – Porto Alegre-RS

Eng. Arnaldo Augusto Wendler Filho

Wendler Projetos Estruturais – Campinas-SP

Arq. Carlos Alberto Tauil

Bloco Brasil

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. DEFINIÇÕES	17
3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	19
3.1 EXEMPLO – DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO SIMPLES – ELU	23
3.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	24
3.2.1 Exemplo – cisalhamento em parede	27
3.2.2 Exemplo – cisalhamento em uma verga simples	28
3.2.3 Exemplo – cisalhamento em viga	28
3.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SIMPLES	30
3.3.1 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples – ELU	34
3.4 RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO	35
3.4.1 Alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura	35
3.4.1.1 Verificação da tração máxima	35
3.4.1.2 Verificação da compressão máxima	36
3.4.1.3 Exemplo – flexo-compressão sem necessidade de armadura – ELU	36
3.4.2 Alvenaria armada	38
3.4.2.1 Elementos curtos	38
3.4.2.2 Elementos esbeltos	40
4. DANO ACIDENTAL	40
5. ALVENARIA PROTENDIDA	41
6. DETALHES DE PROJETO	41
6.1 COBRIMENTO MÍNIMO DA ARMADURA	41
6.2 ÁREA E DIÂMETROS DE ARMADURAS MÍNIMOS E MÁXIMOS	42

6.3 ANCORAGEM E EMENDAS DE ARMADURAS.....	44
6.4 GANCHOS E DOBRAS	46
7. JUNTAS	47
7.1 JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	47
7.1.1 Cuidados na execução da junta.....	47
7.1.2 Verificações a serem efetuadas.....	48
7.1.3 Como prescindir da junta acima dos 24 m.....	48
7.1.3.1 Cuidados com a laje	48
7.1.3.2 Cuidados com os blocos	49
7.1.3.3 Análise do formato da planta (extensão de laje contínua sem recortes)	49
7.2 JUNTA DE CONTROLE	49
7.3 LAJE DO ÚLTIMO PAVIMENTO	51
7.3.1 Junta horizontal.....	52
7.3.2 Proteção térmica.....	53
8. BALANCIM NA COBERTURA	54
9. AMARRAÇÃO	57
9.1 USO DE AMARRAÇÃO DIRETA	57
9.2 USO DE AMARRAÇÃO INDIRETA	57
10. USO DE CINTA INTERMEDIÁRIA	58
11. CINTA DE RESPALDO	59
12. DETALHES COM LAJE MACIÇA MOLDADA NO LOCAL	60
13. DETALHES COM LAJE PRÉ-MOLDADA.....	61
14. MODULAÇÃO.....	64
15. ARMADURA VERTICAL	64
16. VERGAS E CONTRAVERGAS	65
17. USO DE PRÉ-MOLDADOS.....	66

18. JUNTA DE ASSENTAMENTO HORIZONTAL	67
19. JUNTA DE ASSENTAMENTO VERTICAL.....	67
20. PADRONIZAÇÃO DA ESPECIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA, GRAUTE E PRISMAS	67
21. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS	69
22. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS.....	70
23. ESPECIFICAÇÃO, RECEBIMENTO E CONTROLE DA PRODUÇÃO DOS MATERIAIS EM OBRA	70
23.1 CONTROLE DA PRODUÇÃO DE ARGAMASSA E GRAUTE	71
24. CONTROLE DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E DAS ALVENARIAS À COMPRESSÃO AXIAL	74
24.1 CARACTERIZAÇÃO PRÉVIA	74
24.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA: ENSAIO DE PRISMA.....	75
24.3 CONTROLE DE OBRA	77
24.3.1 Ensaios de blocos somente.....	77
24.3.2 Ensaios de prismas.....	78
24.3.2.1 Controle padrão	78
24.3.2.2 Controle otimizado	78
24.3.2.3 Controle otimizado — edificações iguais.....	80
25. CONTROLE DA PRODUÇÃO DA ALVENARIA.....	81
26. CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO DA ALVENARIA.....	82
27. REFERÊNCIAS.....	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Formas de disposição da argamassa.....	21
Figura 2 Carga concentrada.....	23
Figura 3 Molde para corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm	25
Figura 4 Corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm	25
Figura 5 Diagrama de tensões e deformações no estágio III	31
Figura 6 Limitação da largura da seção para armadura isolada.....	32
Figura 7 Seção T	33
Figura 8 Dimensionamento de viga-parede	33
Figura 9 Flexo-compressão – seção retangular	39
Figura 10 Momento de 2ª ordem.....	40
Figura 11 Quantidade máxima de barras de armadura por furo	43
Figura 12 Espaçamento mínimo entre armaduras	44
Figura 13 Ancoragem sobre apoios.....	45
Figura 14 Esperas de armaduras verticais em estrutura de apoio.....	45
Figura 15 Comprimento mínimo de emendas.....	45
Figura 16 Emendas em cantos de cintas	46
Figura 17 Emendas de duas barras no mesmo furo.....	46
Figura 18 Detalhe de uma junta de dilatação em planta com recorte ou planta contínua.....	49
Figura 19 Junta de controle.....	50
Figura 20 Opções para armaduras horizontais	51
Figura 21 Cuidados no último pavimento	52

Figura 22 Detalhe de execução de proteção térmica sobre a laje de cobertura.....	54
Figura 23 Balancim engastado em platibanda apenas em alvenaria não é permitido.....	55
Figura 24 Balancim apoiado em tirantes ancorados na laje e/ou no ático	55
Figura 25 Balancim apoiando platibanda de pilares e viga de concreto armado engastados em laje maciça moldada no local	56
Figura 26 Balancim apoiado nos cantos de platibanda em alvenaria e em enrijecedores de alvenaria.....	56
Figura 27 Detalhes de amarração direta.....	57
Figura 28 Detalhes de amarração indireta	58
Figura 29 Detalhes de cintas e graute vertical em paredes	58
Figura 30 Detalhe da armadura de laje maciça sobre apoios	61
Figura 31 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas sem ligação entre estes	62
Figura 32 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas com ligação entre estes	63
Figura 33 Detalhe de ligação entre painéis de lajes pré-moldadas	63
Figura 34 Pontos em que se recomenda prever armadura vertical em qualquer edifício, independentemente da altura deste.....	65
Figura 35 Espaçadores adequados para alvenaria estrutural	66
Figura 36 Projeto de molde para corpo de prova cúbico	72
Figura 37 Cubo de argamassa de 4 cm para ensaio de compressão.....	73
Figura 38 Procedimento de moldagem (prisma de 5 fiadas) e ensaio em obra de tração na flexão de alvenaria.....	74
Figura 39 Regras para ensaio de prisma.....	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Espessura efetiva: coeficiente δ	22
Tabela 2 Resistência ao cisalhamento	25
Tabela 3 Resistência à tração na flexão	31
Tabela 4 Valores do coeficiente j	39
Tabela 5 Limites para junta de controle	51
Tabela 6 Opções para junta deslizante sob laje de cobertura	53
Tabela 7 Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C	68
Tabela 8 Valores de \emptyset em função da quantidade de elementos de alvenaria	77
Tabela 9 Número mínimo de prismas a serem ensaiados	79
Tabela 10 Exemplo de controle otimizado com dados obtidos no projeto	79
Tabela 11 Resumo do exemplo de controle otimizado	80
Tabela 12 Resumo do exemplo de controle otimizado com conjunto de edificações	81
Tabela 13 Variáveis de controle geométrico na produção da alvenaria	82

1. INTRODUÇÃO

A ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, em parceria com a Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, desenvolve projeto cujo objetivo é disponibilizar ao meio técnico um manual de melhores práticas para projeto de edifícios de alvenaria.

Dentro dessa proposta, selecionamos alguns projetistas de renome e reconhecida experiência em projetos de edifícios em alvenaria estrutural para participar deste projeto.

Inicialmente foi feito um questionário-consulta para colher informações sobre detalhes e escolhas de cada projetista. A partir da análise dos resultados, foram compiladas algumas dúvidas e sugestões relativas a vários pontos do projeto.

Uma segunda rodada e subseqüentes rodadas de discussão, em reuniões com a presença de todos os escritórios participantes, foram realizadas até se chegar ao consenso sobre parâmetros e detalhes ótimos.

A partir desses estudos elabora-se este *Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto*. Espera-se que demais projetistas de estruturas aproveitem a experiência aqui condensada para balizar seus projetos.

Construtoras e engenheiros de obras podem consultar este manual para tirar dúvidas e discutir melhores detalhes com seus projetistas. Esta publicação só foi possível devido à participação voluntária dos escritórios e consultores de referência participantes, cujo nível de excelência técnica propiciou discussões muito interessantes e relevantes.

2. DEFINIÇÕES

Algumas novas definições foram recentemente introduzidas ou reformuladas com a publicação da nova norma de Alvenaria Estrutural em Blocos de Concreto, especialmente:

A. Elemento de alvenaria

- a) **Não armado:** elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes.
- b) **Armado:** elemento (e não mais estrutura) de alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência aos esforços solicitantes. Na versão de 1989 da norma era necessário que todas as paredes fossem armadas, com taxa de armadura mínima, para considerar a alvenaria como armada. Com essa nova definição, não existe mais “Alvenaria Parcialmente Armada”, pois é possível ter no mesmo edifício elementos armados e não armados.
- c) **Protendido:** elemento de alvenaria em que são utilizadas armaduras ativas impondo uma pré-compressão antes do carregamento.

B. Parede

- a) **Estrutural:** toda parede admitida como participante da estrutura (serve de apoio às lajes e outros elementos da construção).
- b) **Não estrutural:** toda parede não admitida como participante da estrutura (apoia e impõe um carregamento às lajes ou outro elemento da estrutura).
 - i. Note que outras definições, como alvenaria “portante”, “auto-portante”, “resistente”, não são necessárias. Se a parede servir de suporte, ela é uma parede estrutural.

C. Área bruta, líquida ou efetiva

- a) **Bruta:** área de um componente (bloco) ou elemento (parede) considerando-se as suas dimensões externas, desprezando-se a existência dos vazios.
- b) **Líquida:** área de um componente (bloco) ou elemento (parede) considerando-se as suas dimensões externas, descontada a existência dos vazios.

- c) **Efetiva:** área de um elemento (parede) considerando apenas a região sobre a qual a argamassa de assentamento é distribuída, desconsiderando os vazios.

D. Amarração direta ou indireta

- a) **Direta:** padrão de distribuição dos blocos no qual as juntas verticais se defasam de no mínimo $\frac{1}{3}$ do comprimento dos blocos.
- b) **Indireta:** padrão de distribuição dos blocos no qual não há defasagem nas juntas verticais e se utiliza algum tipo de armação entre as juntas.

3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Em relação à versão de 1989, as principais modificações na verificação da resistência à compressão são:

- Adoção de valores característicos para resistência à compressão de parede (f_k) e prisma (f_{pk}).
- Introdução de critério para consideração da diminuição de resistência quando a argamassa é disposta apenas em cordões laterais.
- Padronização do ensaio de prisma com adoção da referência na área bruta para esse parâmetro.
- Correção das prescrições para consideração do aumento de espessura efetiva quando existem enrijecedores na parede.
- Alteração dos limites de esbeltez de alvenarias não armadas.
- Introdução de critérios para estimar resistência à compressão na direção horizontal da parede.

Para a relação entre a resistência de parede e de prisma (f_{pk}/f_k) assume-se o valor 0,7, ou seja, $f_k = 0,7f_{pk}$. Como estamos trabalhando com valores característicos, foi necessário estipular um valor para o coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria (γ_m). A premissa adotada pelo comitê de estudo foi não alterar o atual nível de segurança de obras em alvenaria estrutural, uma vez que não há relatos de problemas com esse tipo de obra quando

dimensionadas pela versão de 1989 da norma. Era preciso adotar um valor de γ_m que levasse a um resultado de dimensionamento a partir de valores característicos (f_{pk}) equivalentes aos anteriormente obtidos a partir de valores médios (f_p).

Note que o coeficiente R, redutor da resistência devida à esbeltez da parede, não foi alterado. Em resumo, a resistência à compressão é verificada por:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq \left\{ \frac{1,0 \text{ parede}}{0,9 \text{ pilares}} \right\} \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right], \text{ normalmente com } \gamma_f = 1,4 \text{ e } \gamma_m = 2,0^1$$

em que:

γ_f, γ_m – coeficientes de ponderação das ações e das resistências;

N_k – força normal característica;

A – área bruta da seção transversal;

f_{pk} – resistência característica de compressão simples do prisma;

t_{ef}, h_{ef} – espessura e altura efetiva.

O ensaio de prisma pode ser realizado com dois blocos e uma junta de argamassa. 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 é a área bruta do bloco, e não mais área líquida como em versões anteriores de norma.

Quando a argamassa for disposta apenas em dois cordões laterais (Figura 1-B) deve-se reduzir a resistência da alvenaria, calculada e contro-

1 Após alguns estudos e relatos, chegou-se à conclusão de que o ensaio de uma amostra de prisma resultava (em geral) um valor de $f_{pk} \sim 0,8 f_p$ (resistência média de compressão simples do prisma), ou seja, em geral a resistência característica de uma amostra de prismas é igual a 80% do valor médio dessa amostra. Considerando o coeficiente de majoração das ações igual a 1,4 e a anterior tensão admissível máxima de prisma igual a 20% da resistência da parede (prescrição da norma antiga), chega-se ao valor de γ_m equivalente, igual a 2,0.

lada a partir de um ensaio de prisma com argamassa sobre todo o bloco (Figura 1-A), em 20%.

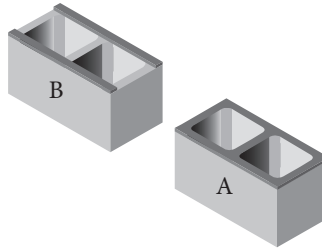


Figura 1 Formas de disposição da argamassa.

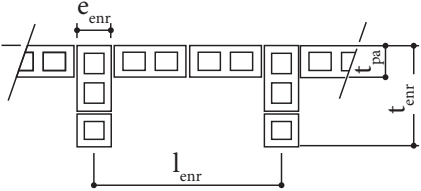
A mínima espessura da parede estrutural foi mantida em 14 cm, com flexibilização do critério para edificações de até dois pavimentos, onde se deve respeitar o limite do índice de esbeltez. O limite do índice de esbeltez (λ), definido como relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva, foi aumentado para o caso de alvenaria não armada, devendo-se respeitar os seguintes limites:

- $\lambda = (h_{ef} / t_{ef}) \leq 24$ para alvenaria não armada;
- $\lambda = (h_{ef} / t_{ef}) \leq 30$ para alvenaria armada.

A espessura efetiva pode ser aumentada com o uso de enrijecedores, utilizando-se os valores indicados na Tabela 1 para cálculo deste aumento. Destaca-se que esse conceito não foi modificado em relação à norma de 1989, porém houve correção na interpretação dos parâmetros indicados na figura a seguir:

- $t_{ef} = \delta \cdot t_{pa}$

Tabela 1 Espessura efetiva: coeficiente δ .

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

Outro ponto sobre dimensionamento a compressão é a inclusão de critério para consideração de resistência na direção horizontal do bloco. Se um prisma ou parede for totalmente grauteado, assume-se que a resistência à compressão na direção horizontal é igual à da direção vertical (direção geralmente utilizada no ensaio de prisma). Entretanto, se não houver graute, deve-se admitir resistência à compressão na direção horizontal igual a 50% da obtida na direção vertical.

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. Nesse ponto também é possível considerar um aumento da resistência à compressão, uma vez que as tensões concentradas na região de contato estarão confinadas por tensões menores ao redor dessa região. Sempre que a espessura de contato for maior que 5 cm e maior que $t/3$, pode-se considerar um aumento de 50% na resistência à compressão.

No caso da Figura 2, se a reação da viga for igual a P_k , tem-se:

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

Em todos os casos recomenda-se que o apoio seja feito sempre em canaleta grauteada (em um coxim, cinta ou verga). Se a tensão de contato for maior que a necessária, pode-se ainda executar um coxim de concreto nesse ponto. Considerando um espalhamento da carga a 45°, verifica-se a necessidade de executar

ainda esse coxim nas fiadas inferiores. Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio-bloco afastado da extremidade da parede, caso contrário não se recomenda considerar o aumento de resistência. Quando a alvenaria é executada dispondo-se argamassa apenas nos septos laterais dos blocos, o aumento de resistência por confinamento não acontece.

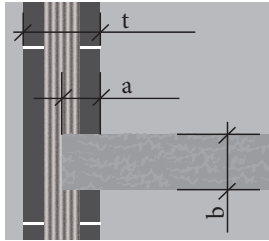


Figura 2 Carga concentrada.

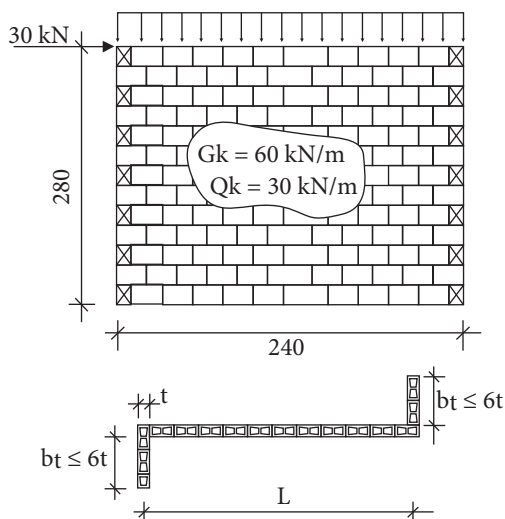
3.1 Exemplo – dimensionamento a compressão simples – ELU

Considerando a utilização de blocos de concreto ($f_{pk} / f_{bk} = 0,80$) de 14 cm de espessura e a parede apoiada em cima e em baixo com $h_{ef} = 280$ cm, determine a resistência do bloco, considerando:

- o espalhamento de argamassa em toda a face superior dos blocos;
- o espalhamento de argamassa em dois cordões laterais apenas.

$$\frac{1,4 \cdot (30 + 60)}{0,14} \leq 1,0 \cdot \frac{0,7f_{pk}}{2,0} \left[1 - \left(\frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 \right]$$

$$f_{pk} \geq 2939 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 2,94 \text{ MPa}$$



A diferença desse resultado em relação ao que seria encontrado pelas recomendações da norma antiga é que o valor do prisma é característico.

- i. Admitindo $f_{pk}/f_{bk} = 0,80 \rightarrow f_{bk} \geq 2,94 / 0,8 = 3,68 \text{ MPa} \rightarrow$ **blocos de 4,0 MPa** (os ensaios de prisma devem resultar em valor característico, não médio, igual a $[0,8 \cdot 4] = 3,2 \text{ MPa}$).
- ii. Considerando diminuição de resistência de 20% pelo fato de termos apenas dois cordões laterais: $\rightarrow f_{bk} \geq 2,94 / (0,8 \cdot 0,8) = 4,59 \text{ MPa} \rightarrow$ **blocos de 6,0 MPa**.

3.2 Resistência ao cisalhamento

As tensões de cisalhamento na 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. A versão de 1989 não considerava esse comportamento, além de especificar valores de resistência e faixas de resistência à compressão muito elevadas. Esses pontos foram corrigidos na revisão da norma.

O valor da parcela de resistência ao cisalhamento da alvenaria depende do traço de argamassa utilizada, que influencia a aderência inicial (τ_0), e do

nível de pré-compressão ($\mu\sigma$), com coeficiente de atrito $\mu = 0,5$. Segundo o projeto de norma, o valor característico da resistência convencional ao cisalhamento, f_{vk} , é indicado na Tabela 2.

Tabela 2 Resistência ao cisalhamento.

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

em que:

f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento;

σ – tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Deve-se destacar que os valores indicados são válidos apenas para argamassas tradicionais de cimento, cal e areia, sem aditivos ou adições. No caso de argamassa industrializada, com uso de aditivo, deve ser realizado um ensaio de caracterização da alvenaria para se obter a resistência ao cisalhamento.

Também se destaca que o ensaio de argamassa deve considerar o corpo de prova cúbico de 4 cm (molde e CP mostrados nas figuras 3 e 4), podendo ser moldado diretamente nesta forma ou obtido a partir do prisma de 4 x 4 x 16 cm do ensaio de flexão de argamassa.

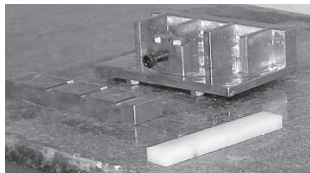


Figura 3 Molde para corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm.



Figura 4 Corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm.

O valor da tensão de pré-compressão σ deve ser calculado considerando apenas ações permanentes, minoradas do coeficiente de redução igual a 0,9. Se a alvenaria for de seção T, I ou outra forma com flange, apenas a área da alma deve ser considerada.

Se houver armadura de flexão perpendicular ao plano de cisalhamento em furo grauteado, tem-se:

- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7$ MPa, em que ρ é a taxa geométrica de armadura $= A_s/(bd)$.

Para vigas de alvenaria estrutural biapoiadas ou em balanço, a resistência característica ao cisalhamento pode ser multiplicada pelo fator $[2,5 - 0,25 M_{\max}/(V_{\max} d)]$, tomado sempre maior que 1,0, desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa. M_{\max} é o maior valor do momento de cálculo na viga, V_{\max} é o maior valor do esforço cortante de cálculo na viga e d é a altura útil da seção transversal da viga.

Para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (amarração direta), considera-se $f_{vk} = 0,35$ MPa. Quando os limites acima não forem suficientes para garantir a estabilidade, é ainda possível armar a alvenaria ao cisalhamento. Nesse caso tem-se:

- parcela do cisalhamento resistido pela alvenaria: $V_a = f_{vd} b d$;
- armadura de cisalhamento:

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

ii. para pilares, considerar diâmetro mínimo do estribo igual a 5 mm;

iii. s = espaçamento da armadura \leq

$$\left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 30 \text{ cm para as vigas} \\ 60 \text{ cm para as paredes} \end{array} \right\} \text{ para os pilares } \left\{ \begin{array}{l} b \\ 50 \cdot \text{diâmetro do estribo} \\ 20 \cdot \text{diâmetro da armadura longitudinal} \end{array} \right.$$

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 das barras da armadura.

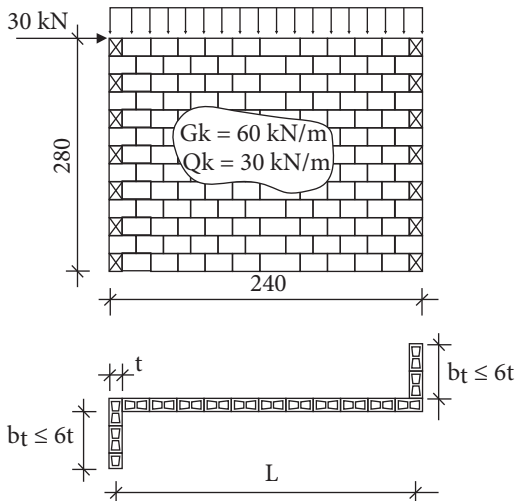
3.2.1 Exemplo – cisalhamento em parede

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 2: $f_{vk} = 0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$ MPa;
- $\sigma = 0,39$ MPa $\rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,39 = 0,34$ MPa;

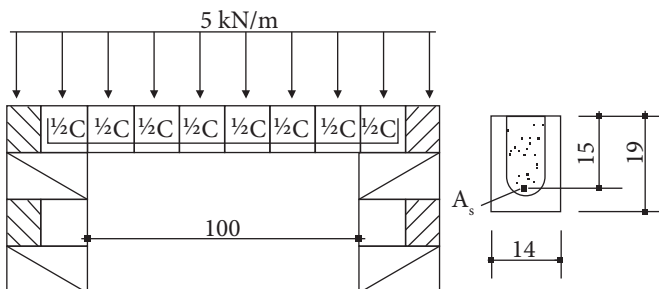
deve-se verificar:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow 0,12 \leq 0,17 \rightarrow \text{OK.}$$



3.2.2 Exemplo – cisalhamento em uma verga simples

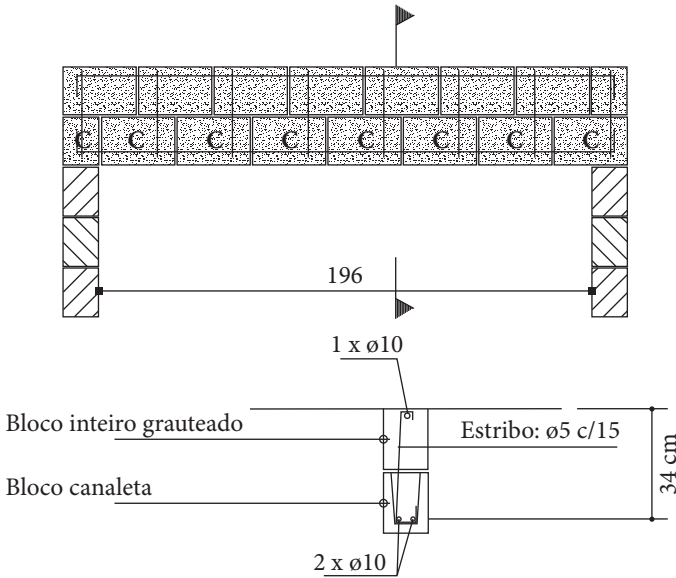
Dimensione a verga abaixo considerando blocos de concreto de 4,0 MPa e $A_s = 0,5 \text{ cm}^2$.



- Vão efetivo = $1,0 + 0,095 + 0,095 \cong 1,2 \text{ m}$;
- $V_{k,\max} = 1,2 \cdot 5 / 2 = 3 \text{ kN}$;
- $M_{k,\max} = 1,2^2 \cdot 5 / 8 = 0,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$;
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7 \text{ MPa}$;
- $\rho = A_s / (bd) = 0,5 / (14 \cdot 15) = 0,002381 \rightarrow f_{vk} = 0,392 \text{ MPa} = 392 \text{ kN/m}^2$;
- Aumento de f_{vk} para viga biapoiada: $[2,5 - 0,25M_{\max} / (V_{\max} d)] = [2,5 - 0,25 \cdot 0,9 / (3 \cdot 0,15)] = 2,0$;
- $f_{vk} = 2,0 \cdot f_{vk}$ (limitado a 1,5 MPa) $= 2 \cdot 392 = 784 \text{ kN/m}^2$;
- $1,4 \cdot V_k / (b d) \leq f_{vk} / 2,0 \rightarrow 1,4 \cdot 3 / (0,14 \cdot 0,15) \leq 784 / 2,0 \rightarrow 200 < 392 \rightarrow \text{OK}$.

3.2.3 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 15 kN/m, calcule os estribos. Adote o espaçamento entre estribos como achar conveniente.



- $A_s = 1,6 \text{ cm}^2$;
- $\rho = 1,6 / (14 \cdot 34) = 0,0033$;
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,0033 = 0,41 \text{ MPa} = 410 \text{ kN/m}^2$;
- Vão teórico da viga = $0,07 + 1,96 + 0,07 = 2,10 \text{ m}$;
- $V_{k,max} = 2,1 \cdot 15 / 2 = 15,8 \text{ kN}$;
- $M_{k,max} = 2,1^2 \cdot 15 / 8 = 8,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$;

Aumento de f_{vk} para viga biapoiaida:

- $[2,5 - 0,25 M_{max} / (V_{max} d)] = [2,5 - 0,25 \cdot 8,27 / (15,8 \cdot 0,34)] = 2,11$;
- $f_{vk} = 2,11 \cdot f_{vk} \text{ (limitado a } 1,5 \text{ MPa)} = 2,11 \cdot 410 = 865 \text{ kN/m}^2$;
- $1,4 \cdot V_k / (b d) \leq f_{vk} / 2,0 \rightarrow 1,4 \cdot 15,8 / (0,14 \cdot 0,34) \leq 865 / 2,0 \rightarrow 465 < 432 \rightarrow \text{falso}$;

Armadura de cisalhamento:

- $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a)s}{0,5f_{yd}d}$;
- Aço CA 50 $\rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$;
- Espaçamento máximo entre estribos = $17 \text{ cm} \rightarrow s = 0,15$;

- i. $s = \text{espaçamento da armadura em vigas} \leq \begin{cases} d/2 \\ 30 \text{ cm para vigas} \end{cases};$
- $V_a = f_{vd} \cdot bd = 432 \cdot 0,14 \cdot 0,34 = 20,6 \text{ kN};$
 - $V_d = 15,8 \cdot 1,4 = 22,1 \text{ kN};$
 - $A_{sw} = \frac{[22,1 - 20,6]}{0,5 \cdot 43,5 \cdot 0,34} \cdot 0,15 = 0,03 \text{ cm}^2;$
 - Armadura mínima $= 0,05/100 \cdot 14 \cdot 15 = 0,11 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 15 \text{ cm};$
 - \rightarrow adotado $1 \cdot \phi 5 \text{ mm } (0,20 \text{ cm}^2) \text{ c/ } 15 \text{ cm}.$

3.3 Resistência à flexão simples

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. Essa resistência depende do tipo de argamassa (traço) utilizada. 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, é necessário armaduras na região comprimida. Na versão de 1989, a seção deve ser dimensionada no estágio II, com tensões lineares na região comprimida da seção. A revisão de norma permite ainda que a seção fletida seja dimensionada no estágio III, com plastificação das tensões na região comprimida.

Nos casos em que é admitido dimensionamento sem consideração da plastificação das tensões de compressão (diagrama linear de tensões de compressão nos estádios I e II), é permitido um aumento na resistência à compressão. Isso ocorre porque a região com tensões mais elevadas é confinada pela região onde a tensão é menor. Quando se considera plastificação das tensões (estádio III), esse aumento de resistência não acontece por toda a região comprimida, que estará sujeita à mesma tensão na ruptura, não existindo confinamento, portanto.

Os valores característicos de resistência à tração na flexão, que dependem da argamassa utilizada, são indicados na Tabela 3. Destaca-se que novamente esses limites são para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos ou adições, devendo ser realizado ensaio de caracterização para outros casos.

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

- $f_{fk} = 1,5 f_k$

Tabela 3 Resistência à tração na flexão.

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada – f_{ik}	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada – f_{ik}	0,20	0,40	0,50

em que:

f_{fk} – resistência característica à compressão na flexão da alvenaria;

f_k – resistência característica à compressão simples da alvenaria;

f_{tk} – resistência característica de tração na flexão.

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

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

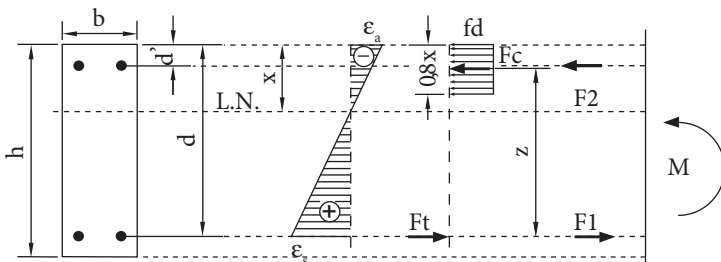


Figura 5 Diagrama de tensões e deformações no estágio III.

Em relação às especificações para dimensionamento de uma seção de concreto armado, a diferença existente, além de “trocar” f_{cd} por f_d , é a limitação da tensão de escoamento do aço a 50% de seu valor real. Essa recomendação levou em conta uma limitada quantidade de ensaios nacionais sobre o tema de vigas de alvenaria. De fato, a alvenaria estrutural é mais utilizada para estruturas com compressão preponderante, sendo o uso em vigas não muito frequente, apesar de possível.

A recomendação acima descrita proporciona taxas de armaduras maiores do que as que seriam necessárias caso não houvesse limitação na tensão do aço. Em outras palavras pode-se entender que essa limitação propicia momentos resistentes de cálculo consideravelmente inferiores aos realmente existentes. Pode-se ainda entender essa limitação como uma camada extra de segurança no dimensionamento à flexão. Como a quantidade de vigas em alvenaria é limitada, o consumo de aço quando se pensa no universo de obras nacionais é também limitado, portanto essa precaução não tem impacto do ponto de vista da economia. É possível que, em normas futuras, o limite imposto seja eliminado.

A Figura 5 indica o diagrama de tensões e deformações para dimensionamento de uma seção retangular. No caso de armaduras isoladas, deve-se limitar a largura da seção, conforme Figura 6.

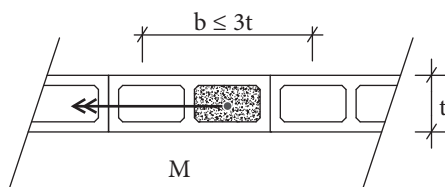


Figura 6 Limitação da largura da seção para armadura isolada.

Para o caso de alvenaria com enrijecedores, formando seção T e respeitando os limites mostrados na Figura 7, pode-se calcular o momento resistente por:

$$M_{rd} = A_s f_s z \leq f_d b_m t_f (d - 0,5t_f); \text{ em que } f_s \leq 50\% f_{yd}$$

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

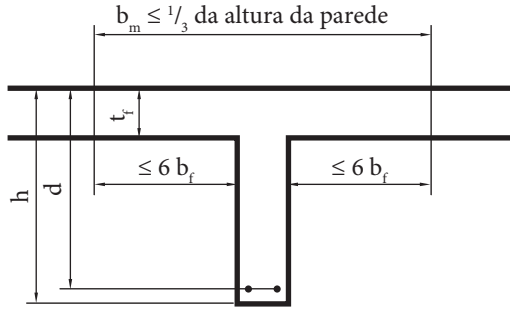


Figura 7 Seção T.

Quando a altura de uma viga é superior a $1/3$ do seu vão, esta deve ser tratada como viga-parede, com encaminhamento dos esforços aos apoios por biela comprimida. A armadura horizontal deve ser dimensionada conforme abaixo:

- Viga-parede: $h \geq L/3$;
- $z \leq \begin{cases} 0,7L \\ \frac{2}{3}H \end{cases}$;
- $M_{rd} = A f_{s\ sd} z$; em que $f_{sd} \leq 50\% f_{yd}$.

Nesse caso, deve-se ainda verificar a compressão na região superior da parede e é recomendado dispor uma armadura em cada junta horizontal da face inferior da viga até a distância de $0,5 d$ ou $0,5 L_{ef}$ (o que for menor) com área mínima de $0,04\%$ da área da seção.

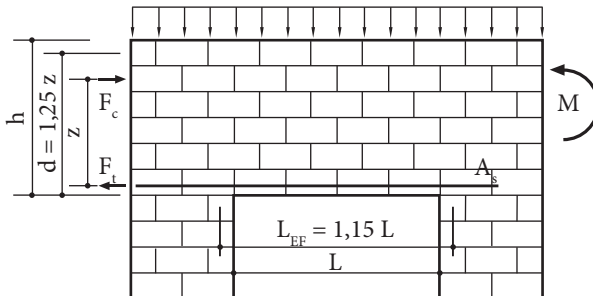
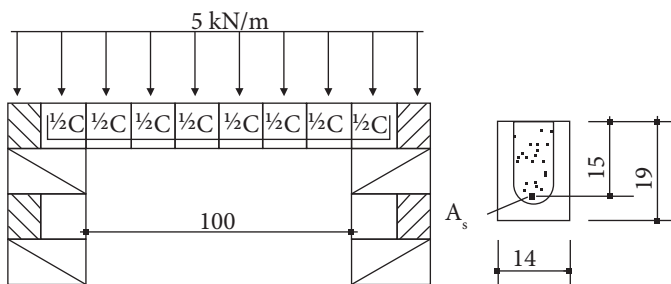


Figura 8 Dimensionamento de viga-parede.

3.3.1 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples – ELU

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



- Vão efetivo = $1,0 + 0,095 + 0,095 = 1,2$ m;
- $M_d = 1,26$ kN · m;
- $b = 14$ cm; $d = 15$ cm;
- Aço CA 50 $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa;
- $f_{pk} = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 4,0 = 6,40$ MPa (canaleta totalmente grauteada, considerando 60% de eficiência do grauteamento);
- $f_k = 0,7 \cdot 6,40 = 4,48$ MPa;
- Seção balanceada: $x / d = 0,628$;
- $x_{34} = 9,4$ cm;
- $z_{34} = 11,2$ cm;
- $M_{d,max} = f_d \cdot 0,8x \cdot b \cdot z = 4480 / 2,0 \cdot 0,8 \cdot 0,094 \cdot 0,14 \cdot 0,112$;
i. $M_{d,max} = 2,64$ kN · m $> 1,26 \rightarrow$ seção subarmada OK;
- $M_d = (f_d \cdot 0,8x \cdot b)(d - 0,4x) \rightarrow 1,26 = (4480 / 2,0 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,14)(0,15 - 0,4x)$;
 $\rightarrow x = 0,038$;
- $z = 0,135$;
- $A_s = 1,26 / [(50\% \cdot 50 / 1,15) \cdot 0,135] = 0,43$ cm²;
- $A_{s,min} = 0,10\% bd = 0,10\% 14 \cdot 15 = 0,22$ cm²;
 $\rightarrow 1 \times \phi 8,0$ mm.

3.4 Resistência à flexo-compressão

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

3.4.1 Alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura

Assim como no caso de flexão simples, na flexo-compressão pode haver casos no estágio I, II e III. Na revisão de norma é permitido o dimensionamento do estágio III.

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.

3.4.1.1 Verificação da tração máxima

- $\gamma_{iq} \cdot Q + \gamma_{fg} \cdot G \leq f_{tk} / \gamma_m$. Deve-se destacar que essa verificação é válida para ações variáveis (como ação do vento). Para verificações que contemplem ações permanentes, não se deve contar com a resistência à tração da alvenaria.
- Para edifícios, geralmente a ação permanente G e a acidental Q são favoráveis, e, portanto, $\gamma_{fg} = 0,9$ e $\gamma_{iq,acidental} = 0,0$.
- A ação de vento deve ser tomada como favorável, com $\gamma_{iq,vento} = 1,4$.
- Deve-se então verificar:
 1. $1,4Q_{vento} - 0,9 \cdot G \leq f_{tk} / \gamma_m$ (ver Tabela 3).
- Se a inequação acima não for verificada, há necessidade de armadura, que pode simplificadaamente ser calculada no estágio II (válido para tensões de tração pequenas).
- Nesse caso, calcula-se qual a força de tração necessária multiplicando-se o diagrama das tensões de tração pela área da parede onde estas se distribuem. A partir da força de tração necessária, calcula-se a área de aço dividindo-se 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 revisão de norma, devendo ser aplicado em casos de tensões de tração maiores, como em edifícios mais altos.

3.4.1.2 Verificação da compressão máxima

- A tensão de compressão máxima pode ser verificada separando a compressão simples e devida à flexão e considerando redução das ações acidentais simultâneas.

- Deve-se verificar:

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

e

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

Para o caso de edifícios e todas as ações desfavoráveis:

$$i. f_k = 0,7 f_{pk}$$

$$ii. \psi_0 = 0,5 \text{ (acidental); } 0,6 \text{ (vento); } \gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,4$$

$$iii. \gamma_m = 2,0$$

Substituindo, então:

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

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

Simplificando:

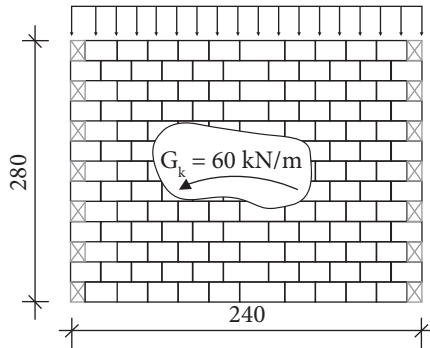
$$i. \frac{2,0 Q_{\text{acidental}} + 4,0 \cdot G}{R} + 2,66 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

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

3.4.1.3 Exemplo – flexo-compressão sem necessidade de armadura – ELU

Considerando a utilização de blocos de 14 cm de espessura, $f_{pk}/f_{bk} = 0,80$, ação lateral devida ao vento e a parede apoiada em cima e embaixo, será

determinada a resistência do bloco. Verifique a necessidade de armadura, sabendo que a carga vertical é igual a $G = 80 \text{ kN/m}$ e $Q = 20 \text{ kN/m}$.



$$G_k = 571 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k, \text{acidental}} = 143 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k, \text{vento}} = 372 \text{ kN/m}$$

A. Compressão

$$i. R = [1 - (h/40t)^3] = 0,875$$

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

$$1. \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35R} + 2,66 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

$$2. \frac{0,7 \cdot 143 + 1,4 \cdot 571}{0,35 \cdot 0,875} + 2,66 \cdot 372 \leq f_{pk}$$

$$3. f_{pk} \geq 3927 \text{ ou } 3,93 \text{ MPa}$$

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

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

$$2. \frac{1,4 \cdot 143 + 1,4 \cdot 571}{0,35 \cdot 0,875} + 1,60 \cdot 372 \leq f_{pk}$$

$$3. f_{pk} \geq 3859 \text{ ou } 3,86 \text{ MPa}$$

$$\text{iv. } \rightarrow f_{pk} = 3,93 \text{ MPa}$$

Resulta em blocos de concreto 6,0 MPa.

B. Tração

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

ii. Admitindo argamassa de 5,0 MPa de resistência à compressão:

$$f_{tk} = 0,20 \text{ MPa.}$$

iii. $1,4 \cdot 0,372 - 0,9 \cdot 0,571 = 0,01 < 0,20/2,0 = 0,10 \rightarrow$ não é necessário armadura.

3.4.2 Alvenaria armada

3.4.2.1 Elementos curtos

Quando o elemento é curto, com esbelteza menor ou no máximo igual a 12, para seções retangulares, permite-se a adoção de armadura mínima quando a força normal de cálculo N_{sd} não excede a:

$$N_{rd} = f_d b (h - 2e_x)$$

Quando a força normal de cálculo excede o limite do item anterior, a resistência da seção pode ser estimada pelas seguintes expressões, conforme Figura 11:

$$N_{rd} = f_d b y + f_{s1} A_{s1} - f_{s2} A_{s2}$$

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

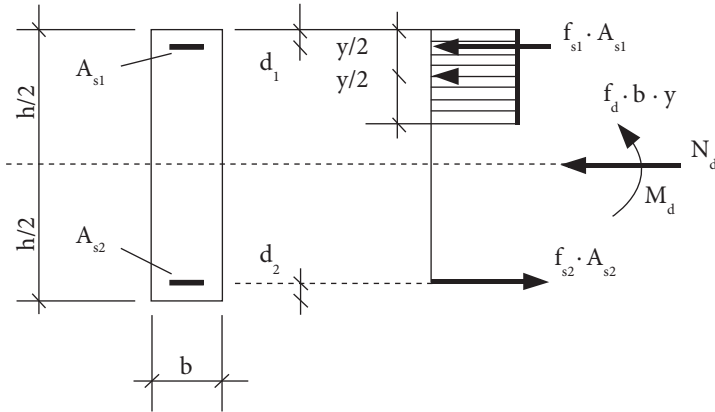


Figura 9 Flexo-compressão – seção retangular.

Para elemento curto submetido a uma flexão composta oblíqua, pode-se dimensionar uma seção com armaduras simétricas mediante a transformação em uma flexão reta composta, aumentando-se um dos momentos fletores 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 4 Valores do coeficiente j .

Valor de $N_d / (A f_k)$	j
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

3.4.2.2 Elementos esbeltos

No caso de elementos comprimidos com índice de esbeltez superior a 12, o dimensionamento deve ser feito de acordo com o item anterior, porém deve ser adicionado o momento de segunda ordem abaixo na direção de menor inércia:

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

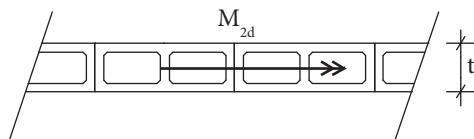


Figura 10 Momento de 2ª ordem.

4. DANO ACIDENTAL

Estão previstas no anexo A da nova norma (informativo) algumas recomendações para prevenir o colapso progressivo da estrutura (ou de parte desta) em decorrência de um dano acidental. As recomendações indicam ações para prevenir a ocorrência de um dano acidental e/ou minimizar seus efeitos. Basicamente são recomendados três tipos de cuidados, que muitas vezes poderão ser superpostos:

- a) Proteção contra a atuação das ações excepcionais por meio de estruturas auxiliares.
- b) Reforço com armaduras construtivas que possam aumentar a ductilidade.
- c) Consideração da possibilidade de ruptura de um elemento, computando-se o efeito dessa ocorrência nos elementos estruturais da vizinhança.

Em todas as situações deve-se tomar o cuidado de prever detalhes para prevenir o colapso progressivo em caso de dano acidental nas paredes onde haja maior possibilidade dessa ocorrência. Entre estas paredes incluem-se:

- paredes da cozinha e/ou área de serviço com risco de explosão de gás;
- paredes do térreo em regiões de estacionamento ou acesso a veículos.

5. ALVENARIA PROTENDIDA

No anexo B da nova norma, também informativo, 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 dessa situação muros de contenção como arrimos e silos, reservatórios de água, paredes de galpões sujeitos à ação do vento, entre outros.

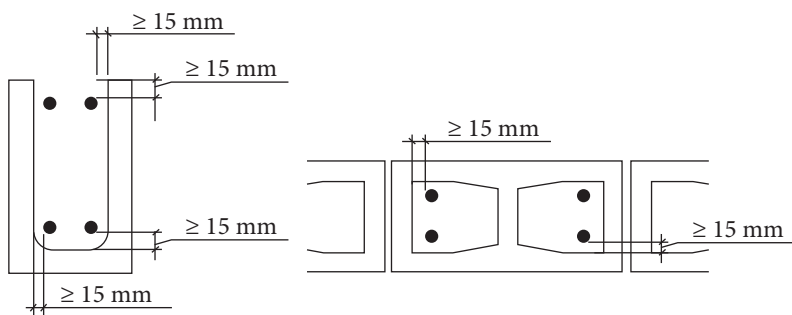
6. DETALHES DE PROJETO

Neste item são resumidos alguns detalhes básicos de projeto, idealizados de acordo com as recomendações da nova norma.

6.1 Cobrimento mínimo da armadura

Exceto se as armaduras tiveram alguma proteção contra corrosão (por exemplo, armaduras galvanizadas), o cobrimento mínimo na direção horizontal de armaduras dispostas em juntas deve ser de 15 mm.

No caso de armadura vertical em furo de bloco ou horizontal em canaleta, deve-se respeitar o cobrimento mínimo (descontando-se qualquer espessura do bloco ou canaleta) também de 15 mm. Para garantir o posicionamento destas, é possível o uso de espaçadores para alvenaria estrutural (ver Figura 35).



6.2 Área e diâmetros de armaduras mínimos e máximos

Devem ser respeitadas as seguintes armaduras mínimas (NBR 15961-1).

- Armadura longitudinal (normal à seção):
 - Paredes e vigas
 - $0,10\% b \cdot d$ (armadura principal);
 - $0,05\% b \cdot d$ (armadura secundária);
 - Pode-se dispensar a armadura secundária em paredes de contraventamento calculadas como alvenaria não armada;
 - Recomenda-se calcular a armadura mínima considerando apenas a área da alma de paredes de contraventamento;
 - Pilares
 - $0,30\% b \cdot d$ (armadura principal);
 - Na junta de assentamento horizontal para esforços de fendilhamento, variações volumétricas ou para melhorar a ductilidade;
 - $0,05\% t \cdot H$;
 - Armadura transversal;
 - $0,05\% b \cdot s$ (válido para casos em que há necessidade de estribos).

Deve-se respeitar a armadura máxima de 8% da área da seção a ser grauteada (área do graute envolvendo a armadura, não contando a área do bloco), incluindo regiões de traspasse. Deve-se respeitar os diâmetros de armadura máximos:

- Armadura na junta de assentamento: 6,3 mm.
- Demais casos: 25 mm.

O espaçamento entre barras é limitado a:

- diâmetro máximo do agregado mais 5 mm;
- 1,5 vez o diâmetro da armadura;
- 20 mm.

Estribos de pilares armados:

- diâmetro mínimo de 5 mm;
- espaçamento menor que:
 - a menor dimensão do pilar;
 - 50 vezes o diâmetro do estribo;
 - 20 vezes o diâmetro das barras longitudinais.

Máximo A_s por furo

$A_{s,max} = 8\%$ da área a ser grauteada

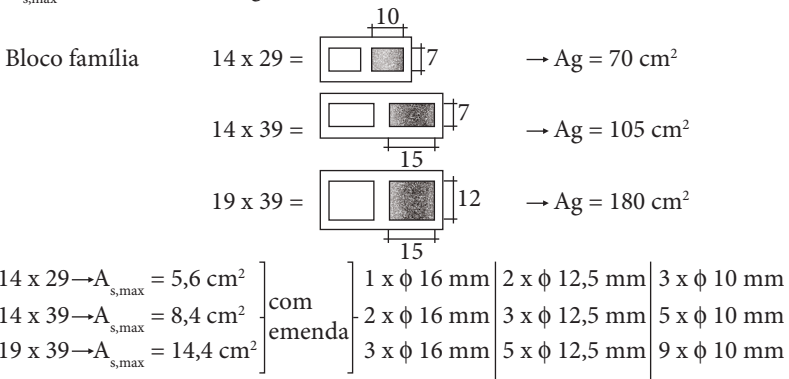
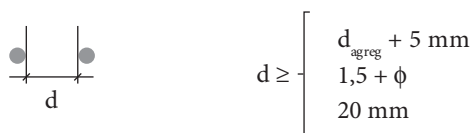


Figura 11 Quantidade máxima de barras de armadura por furo.



$$d \geq \begin{cases} d_{\text{agreg}} + 5 \text{ mm} \\ 1,5 + \phi \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Para graute com $d_{\text{agreg}} = 10 \text{ mm}$

$$d \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} & \phi 10 \text{ e } \phi 12,5 \\ 25 \text{ mm} & \phi 16 \end{cases}$$

Figura 12 Espaçamento mínimo entre armaduras.

6.3 Ancoragem e emendas de armaduras

Toda barra longitudinal de seção fletida deve se estender além do ponto em que não é mais necessário, pelo menos por uma distância igual ao maior valor entre a altura efetiva d ou 12 vezes o diâmetro da barra. Emendas em zonas tracionadas devem atender aos seguintes requisitos:

- Que as barras se estendam pelo menos pelo seu comprimento de ancoragem além do ponto em que não são mais necessárias.
- Que a resistência de cálculo ao cisalhamento na seção onde se interrompe a barra seja maior que o dobro da força cortante de cálculo atuante.
- Que as barras contínuas na seção de interrupção provejam o dobro da área necessária para resistir ao momento fletor atuante na seção.

Em uma extremidade simplesmente apoiada, cada barra tracionada deve ser ancorada de um dos seguintes modos:

- Um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a 12ϕ além do centro do apoio, garantindo que nenhuma curva se inicie antes desse ponto.
- Um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a 12ϕ mais metade da altura útil d , desde que o trecho curvo não se inicie a uma distância inferior a $d/2$ da face do apoio.

No máximo, duas barras podem ser emendadas em uma mesma seção quando alojadas em um mesmo espaço grauteado (furo vertical ou canaleta horizontal). Uma segunda emenda deve estar, no mínimo, a uma distância de 40ϕ da primeira emenda, medida na direção do eixo das barras, sendo ϕ o diâmetro da barra emendada.

O comprimento mínimo de uma emenda por traspasse é de 40ϕ , não sendo adotado 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.

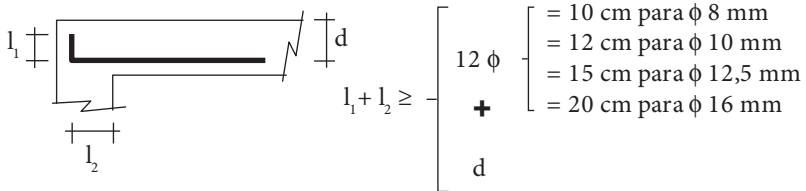


Figura 13 Ancoragem sobre apoios.

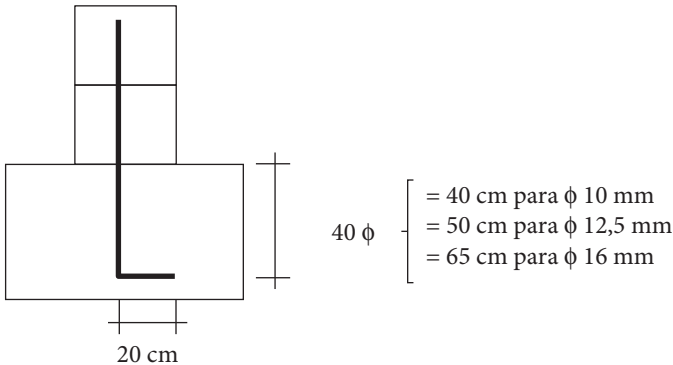


Figura 14 Esperas de armaduras verticais em estrutura de apoio.

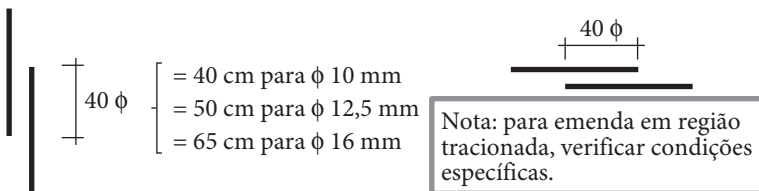


Figura 15 Comprimento mínimo de emendas.

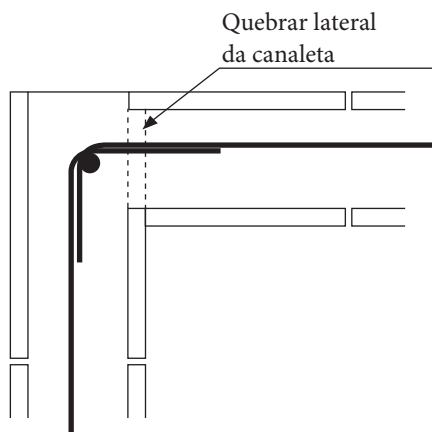


Figura 16 Emendas em cantos de cintas.

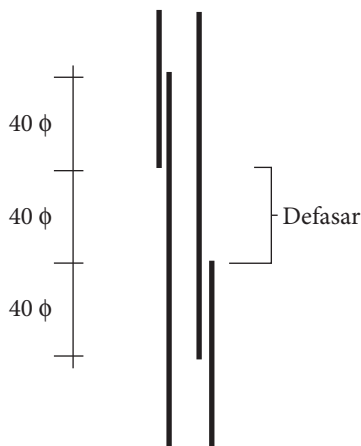


Figura 17 Emendas de duas barras no mesmo furo (recomenda-se utilizar apenas uma barra vertical por furo).

6.4 Ganchos e dobras

Para evitar concentração de tensões no graute ou na argamassa, ganchos e dobras devem ter dimensões e formatos mínimos. O comprimento efetivo de um gancho ou de uma dobra deve ser medido do início da dobra até um ponto situado a uma distância de quatro vezes o diâmetro da barra

além do fim da dobra, e deve ser tomado como o maior entre o comprimento real e o seguinte:

- Para um gancho, 8 vezes o raio interno até o limite de 24ϕ .
- Para uma dobra a 90° , 4 vezes o raio interno da dobra até o limite de 12ϕ .

Quando uma barra com gancho é utilizada em um apoio, o início do trecho curvo deve estar a uma distância mínima de 4ϕ sobre o apoio, medida a partir de sua face.

7. JUNTAS

7.1 Juntas de dilatação

Juntas de dilatação têm como função principal absorver os movimentos que possam surgir na estrutura, provenientes principalmente da variação de temperatura e retração. Essas juntas devem ser previstas para evitar o aparecimento de fissuras em razão da variação volumétrica. Devem ser previstas para trechos retos e contínuos, sem recorte de fachada.

A junta de dilatação, ao contrário da junta de controle que é limitada ao elemento parede apenas, se estende por toda a estrutura, basicamente dividindo a edificação em duas ou mais partes. A nova Norma NBR 15961-1 recomenda que sejam previstas *juntas de dilatação no máximo a cada 24 m* da edificação em planta. Esse limite poderá ser alterado desde que se faça uma avaliação mais precisa dos efeitos da variação de temperatura e retração sobre a estrutura, incluindo a eventual presença de armaduras adequadamente alojadas em juntas de assentamento horizontais.

7.1.1 Cuidados na execução da junta

Deve-se ter cuidado com o tipo de junta a executar e com a compatibilização desta com o revestimento.

- a) Tipo de junta:

- Flexibilidade.
- Durabilidade.
- b) Compatibilização junta/revestimento
 - Separação das lajes:
 - Em prédios altos, isto pode diminuir o efeito parede diafragma.
 - Uma opção seria a execução de juntas frias ou a utilização de barras de transferência.

Importante: quanto maior a espessura da junta maior o risco de não executá-la, recomenda-se espessura de 1,5 cm.

7.1.2 Verificações a serem efetuadas

- Condições climáticas (dados podem ser encontrados no INMET <<http://www.inmet.gov.br>>) – variação de temperatura (gradiente térmico).
- Arquitetura do edifício – recortes:
 - Fachada e paredes.
 - Volumetria.
 - Panos contínuos de lajes.

7.1.3 Como prescindir da junta acima dos 24 m

Em algumas situações é possível ter juntas com comprimento superiores a 24 m, devendo-se, nesse caso, tomar os cuidados a seguir e avaliar criteriosamente a forma da planta do prédio:

7.1.3.1 Cuidados com a laje

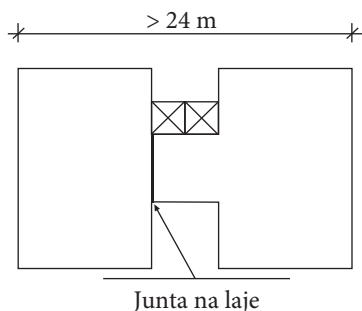
- Reduzir a retração do concreto (laje):
 - Reduzir a relação a/c.
 - Reduzir o teor de argamassa.
 - Utilizar fibras.
 - Aumentar a quantidade de armaduras.
 - Controlar rigorosamente a cura.

7.1.3.2 Cuidados com os blocos

- Blocos de concreto com menor retração (parede):
 - Utilizar blocos com cura a vapor e idade superior a 14 dias.
 - Em outros casos, só usar blocos com idade maior que 28 dias.

7.1.3.3 Análise do formato da planta (extensão de laje contínua sem recortes)

Detalhe de uma junta de dilatação



Detalhe de junta de dilatação

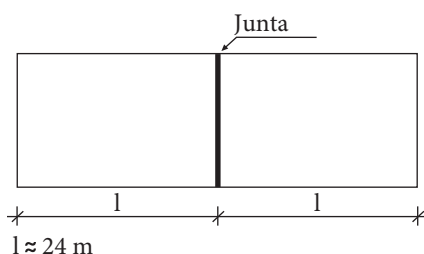


Figura 18 Detalhe de uma junta de dilatação em planta com recorte (a junta pode ser feita apenas na laje do *hall* de elevadores) ou planta contínua (a junta deve se estender por toda a largura do prédio e também nas paredes).

Conforme indicado na Figura 18, a forma da planta pode influenciar a necessidade ou não de junta e se esta deve se estender pela parede/laje ou ser feita apenas nas lajes. Em razão dessas análises, o projetista é quem deve decidir se irá optar por outra solução que não seja colocar a junta acima dos 24 m.

7.2 Junta de controle

Segundo a NBR 15961-1, deve ser analisada a necessidade da colocação de juntas verticais de controle de fissuração em elementos de alvenaria com a finalidade de prevenir o aparecimento de fissuras provocadas por: variação de temperatura; retração higroscópica; variação brusca de carregamento; e variação da altura ou da espessura da parede.

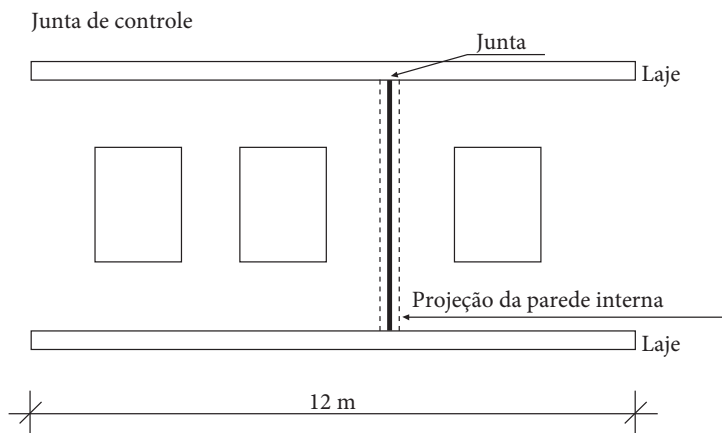


Figura 19 Junta de controle.

Alguns fatores devem ser levados em conta quando se prevê junta de controle nas alvenarias estruturais:

- Cuidado com a retração dos blocos.
- Fachadas ensolaradas (orientação).
- Solicitar revisão do projeto com o arquiteto.
- Buscar colocar juntas nas áreas úmidas.
- Pode-se posicionar as juntas ao lado das aberturas das janelas, devendo tomar cuidado com o apoio das vergas.

A Tabela 5 indica os limites de norma. A taxa de armadura horizontal pode ser obtida dispondo-se armaduras nas juntas horizontais ou em canaletas (Figura 20). Para blocos de 14 cm, essa taxa resulta em $0,56 \text{ cm}^2$, ou $\phi 4,2 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ (no caso de armadura na junta) ou $1 \phi 10 \text{ c} / 140 \text{ cm}$ (armaduras em canaletas).

Tabela 5 Limites para junta de controle (NBR 15961-1).

Localização do elemento	Limite (m)	
	Alvenaria sem armadura horizontal	Alvenaria com taxa de armadura horizontal maior ou igual a 0,04% da altura vezes a espessura
Externa	7	9
Interna	12	15

Nota 1: Os limites acima devem ser reduzidos em 15% caso a parede tenha abertura.

Nota 2: No caso de paredes executadas com blocos não curados a vapor, os limites devem ser reduzidos em 20% caso a parede não tenha abertura.

Nota 3: No caso de paredes executadas com blocos não curados a vapor, os limites devem ser reduzidos em 30% caso a parede tenha abertura.

Recomenda-se interromper 50% da armadura horizontal na junta ou inserir extremidades passantes pela junta em tubo plástico ou graxa.

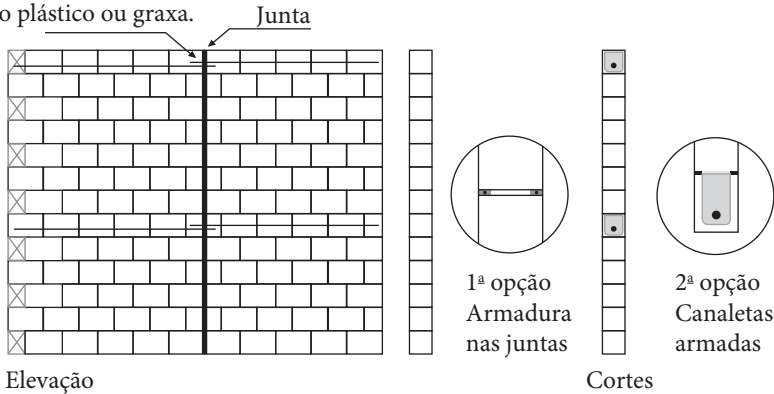


Figura 20 Opções para armaduras horizontais.

7.3 Laje do último pavimento

Com o objetivo de evitar que a dilatação térmica horizontal da laje do último pavimento cisalhe a alvenaria, originando fissuras, dois métodos distintos podem ser adotados. O primeiro, mais simples e geralmente mais econômico, consiste em liberar a movimentação horizontal da laje sobre a parede pela criação de uma junta horizontal. O segundo método consiste em realizar uma efetiva proteção térmica da laje de cobertura, a ser realizado o mais breve possível, de forma a minimizar a movimentação horizontal.

Há casos de experiências bem-sucedidas referentes aos dois métodos por projetistas e construtores, sendo o primeiro deles o mais usado. Quando não é possível utilizar um detalhe simples de junta horizontal, como, por exemplo, em pavimentos superiores tipo duplex com vigas de concreto armado concebidas, a solução é utilizar o método 2.

As alvenarias do último pavimento são em geral muito solicitadas pelas movimentações térmicas das lajes de cobertura. Cuidados como sombreamento, ventilação dos áticos e isolamento térmica da laje de cobertura podem minimizar a ocorrência de problemas, inserção de juntas de dilatação na laje de cobertura, ventilação do espaço sob a cobertura através de ventilação cruzada, utilizando janelas na platibanda, adoção de apoios deslizantes (neoprene, teflon, camada dupla de manta de PVC) contribuem para evitar patologias.

7.3.1 Junta horizontal

Sistema que permite a livre movimentação da laje. Pode ser associado aos outros detalhes, sendo especialmente recomendada a previsão de juntas de dilatação nas lajes de cobertura. Quando houver platibanda, recomenda-se também a ventilação cruzada. As opções para junta são mostradas na Tabela 6. Em todos os casos, deve-se tomar cuidado com a passagem de eletrodutos através da junta, pois estes podem romper nesse ponto.

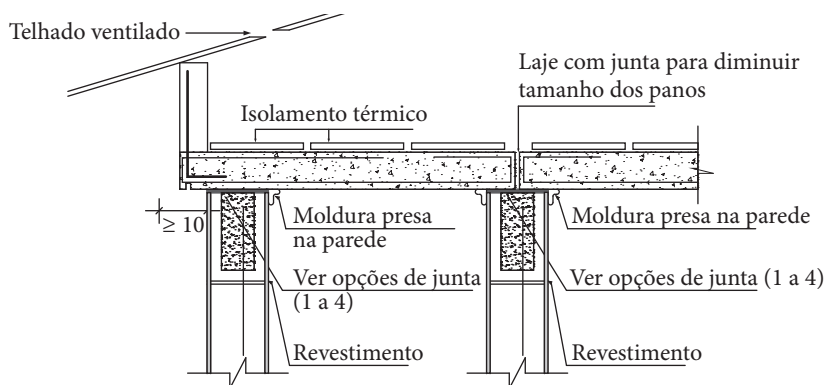
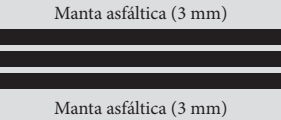

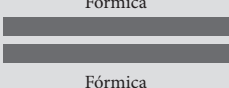




Figura 21 Cuidados no último pavimento.

Tabela 6 Opções para junta deslizante sob laje de cobertura.

Opção	Tipo de junta deslizante	Detalhe	Observação
1	Manta + manta + manta		Manter o filme plástico da manta. Pode haver problema de durabilidade da manta.
2	Manta + PVC + manta		Manter o filme plástico da manta na face do PVC. Pode haver problema de durabilidade da manta.
3	Fórmica + fórmica		Manter as faces de fórmica para dentro (fórmica em contato com fórmica).
4	Perfil de borracha		Deve-se conhecer o esforço na parede para verificar o perfil. Exemplo de fabricante: Borindus®.
5	Lona preta + PVC + lona preta + PVC + lona preta		

7.3.2 Proteção térmica

Quando não for possível utilizar a junta horizontal, deve-se prever uma proteção térmica sobre a laje, que pode ser:

- aplicação de argila expandida ou similar sobre a laje em, no mínimo, 5 cm;
- assentamento de blocos de concreto celular de pelo menos 15 cm de espessura sobre a laje.

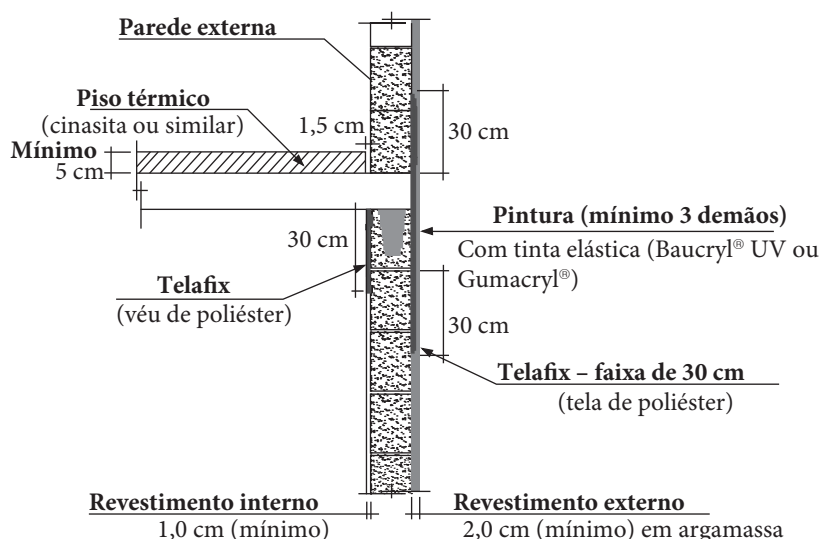


Figura 22 Detalhe de execução de proteção térmica sobre a laje de cobertura.

Fonte: Escritório Pedreira de Freitas.

Nesse caso recomenda-se que a proteção seja feita o mais breve possível (três dias) após a concretagem da laje. O revestimento interno deve ser de argamassa, e não gesso, e é necessário prever os reforços no revestimento nas regiões próximas à laje (ver detalhe). Recomenda-se ainda deixar a laje submersa em lâmina de água de 3 cm por 5 dias após a execução do revestimento.

8. BALANCIM NA COBERTURA

Na cobertura de edifícios é necessário prever uma solução para eventual balancim pendurado sobre essa platibanda, e tal solução deve respeitar as especificações da NR 18. No caso de platibanda, não é possível apoiar uma estrutura em balanço sobre a platibanda em alvenaria apenas.

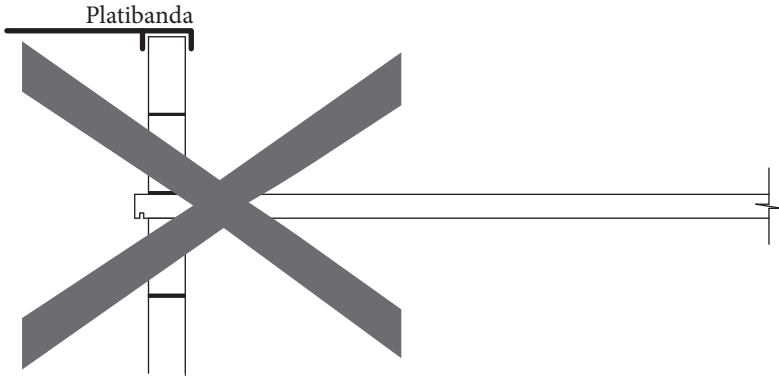


Figura 23 Balancim engastado em platibanda apenas em alvenaria não é permitido.

Uma possível solução é utilizar tirantes para apoio do balancim, os quais podem ser ancorados na laje de cobertura e/ou no ático (fundo da laje de caixa d'água, por exemplo), como mostrado na Figura 24.

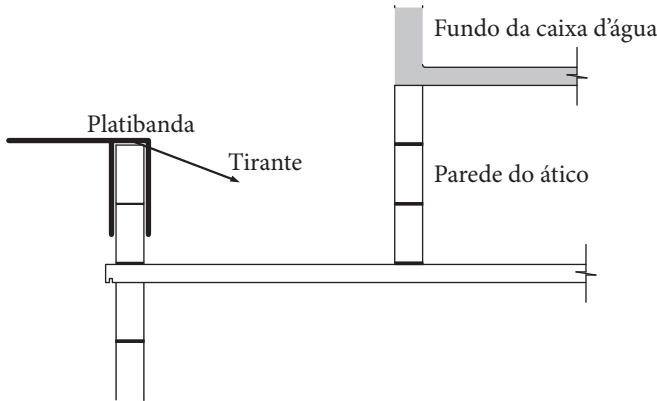


Figura 24 Balancim apoiado em tirantes ancorados na laje e/ou no ático.

No caso de lajes maciças, é possível ainda construir a platibanda com pilares pouco espaçados de concreto armado, ligados por uma viga de co-roamento também em concreto armado. Nesse caso, é possível dimensionar os elementos para que o balancim fique engastado sobre a viga.

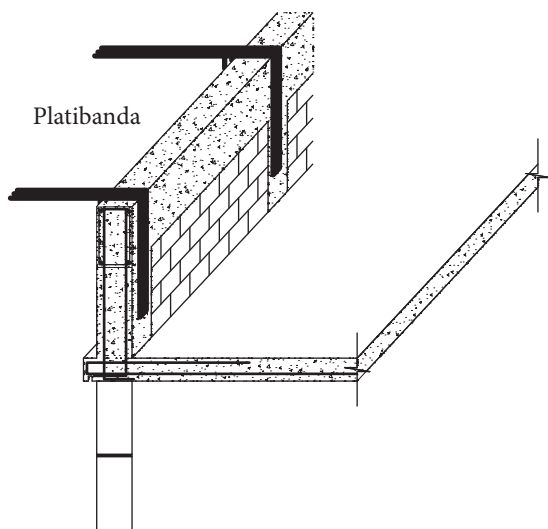


Figura 25 Balancim apoiando platibanda de pilares e viga de concreto armado engastados em laje maciça moldada no local.

Outra opção ainda, válida tanto para caso de lajes maciças quanto pré-moldadas, é apoiar o balancim nos cantos das platibandas em alvenaria. Quando o espaçamento entre os cantos for grande, pode-se prever enrijecedores de alvenaria intermediários, conforme Figura 26. Tanto os cantos quanto os enrijecedores devem ser armados para resistir aos esforços do balancim.

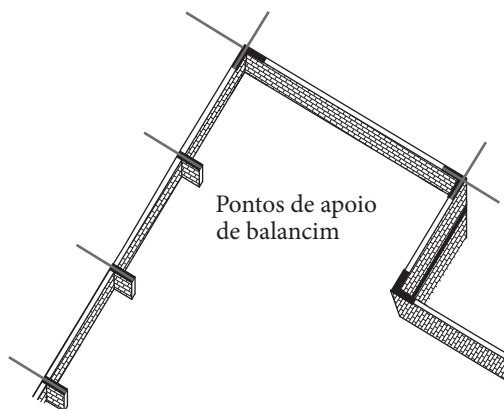


Figura 26 Balancim apoiado nos cantos de platibanda em alvenaria e em enrijecedores de alvenaria.

9. AMARRAÇÃO

A norma NBR 15961-1 define dois tipos de amarração. A direta como sendo o padrão de ligação de paredes por intertravamento de blocos, obtido com a interpenetração alternada de 50% das fiadas de uma parede na outra ao longo das interfaces comuns. Outra possibilidade é a amarração indireta como padrão de ligação de paredes com junta vertical a prumo, em que o plano da interface comum é atravessado por armaduras normalmente constituídas por grampos metálicos devidamente ancorados em furos verticais adjacentes.

9.1 Uso de amarração direta

É estritamente recomendado usar sempre a amarração. Ressalta-se que o uso de amarração direta melhora a distribuição das cargas verticais e permite a consideração das abas na determinação do momento de inércia das paredes de contraventamento, aumentando sobremaneira a rigidez do edifício.

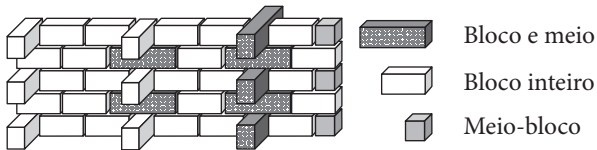


Figura 27 Detalhes de amarração direta.

9.2 Uso de amarração indireta

Apesar de não recomendada, caso o projetista opte pelo uso de amarração indireta, deve-se tomar os seguintes cuidados:

- Evitar que a parede não tombe sob a ação do vento durante a construção (prever apoios laterais temporários).
- Na amarração de paredes estruturas, utilizar armaduras em forma de U, formadas por dois grampos de 8 mm, colocados a cada duas fiadas.

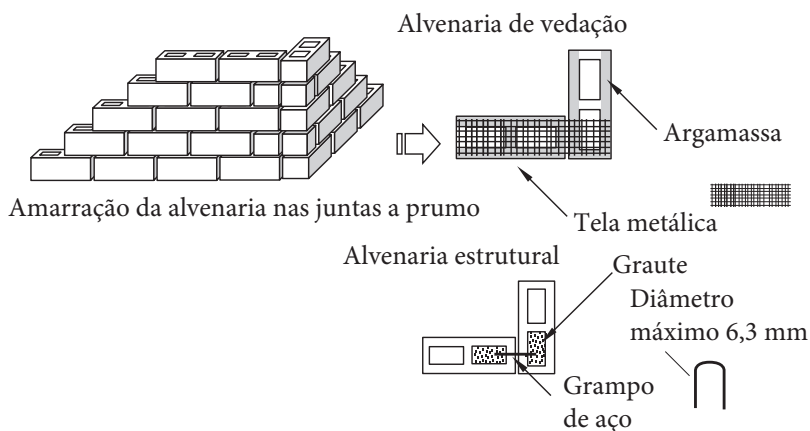


Figura 28 Detalhes de amarração indireta.

10. USO DE CINTA INTERMEDIÁRIA

Após a análise do caso de uso de cinta a meia altura nas paredes, concluiu-se pela necessidade desta nas seguintes situações:

- Em regiões onde há previsão da ação sísmica (incomum no Brasil).
- Para permitir armadura horizontal e minimizar os efeitos da retração da parede.

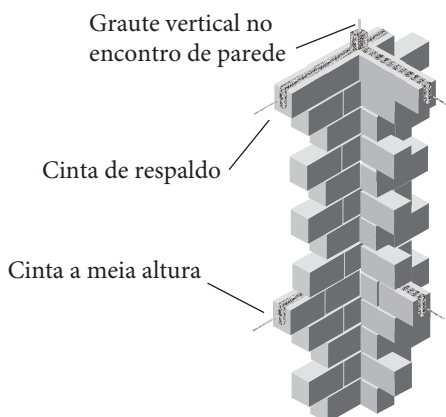


Figura 29 Detalhes de cintas e graute vertical em paredes.

Apenas a segunda situação é geralmente necessária nas variadas regiões do Brasil. Recomenda-se o uso de cintas intermediárias, armadas com uma barra de 10 mm nos seguintes casos:

- Em paredes externas acima de 6,0 m de comprimento.
- Em paredes internas de comprimento superior a 10,0 m.
- Esses limites podem ser aumentados para 7,0 e 12,0 m se os blocos forem curados a vapor.

Cuidado na execução da cinta intermediária:

- A resistência da canaleta deve ser a mesma do bloco.
- Deve-se prever passagem para eletrodutos verticais.

11. CINTA DE RESPALDO

A cinta de respaldo deve ser sempre prevista, preferencialmente na última fiada (opção obrigatória para lajes com concretagem no local). Opcionalmente pode-se prever essa cinta na penúltima fiada, especialmente para o caso de uso de lajes maciças pré-moldadas (laje empilhada). Nesse caso, há as seguintes vantagens:

- A última fiada de bloco pode ser perfeitamente nivelada para receber a laje, sem necessidade de outra regularização.
- A instalação de eletrodutos da parede para a laje é facilitada (há maior espaço e liberdade para trabalhar com estes).
- Em algumas situações (pé-direito de 2,40 m), pode substituir a verga.

No caso de se optar pelo uso de cinta na penúltima fiada, deve-se tomar os seguintes cuidados:

- Não é permitida nenhuma concretagem no local.

- As lajes pré-moldadas devem ser içadas e posicionadas com uso de grua, nunca com uso de guinchos ou similares (Munck® ou outros).

12. DETALHES COM LAJE MACIÇA MOLDADA NO LOCAL

Lajes maciças moldadas no local, ou suas variações como uso de pré-laje de 3 cm (pré-moldada) com capa de 6 cm moldada no local, permitem boa distribuição das cargas verticais e comportamento como diafragma rígido na maioria dos casos. Normalmente, o simples apoio da laje sobre uma canaleta grauteada (sem a necessidade de armadura vertical de ligação) é suficiente para transmitir os esforços verticais e horizontais (por atrito). A cinta de respaldo deve ser sempre posicionada na última fiada, e deve ser grauteada antes da concretagem da laje.

Sobre os apoios intermediários deve-se fazer o detalhe de emenda das armaduras positivas e dimensionar o painel considerando a possibilidade de o apoio não existir (colapso de uma parede), bem como prever uma armadura concentrada sob cada parede, conforme Figura 30. A armadura positiva deve ser verificada caso um dos apoios tenha de ser removido. Nessa verificação, os coeficientes de segurança das ações e materiais são estes:

- Do material alvenaria = 1,5;
- Do material aço = 1,0;
- Das ações permanentes = 1,0;
- Das ações acidentais = 0,7.

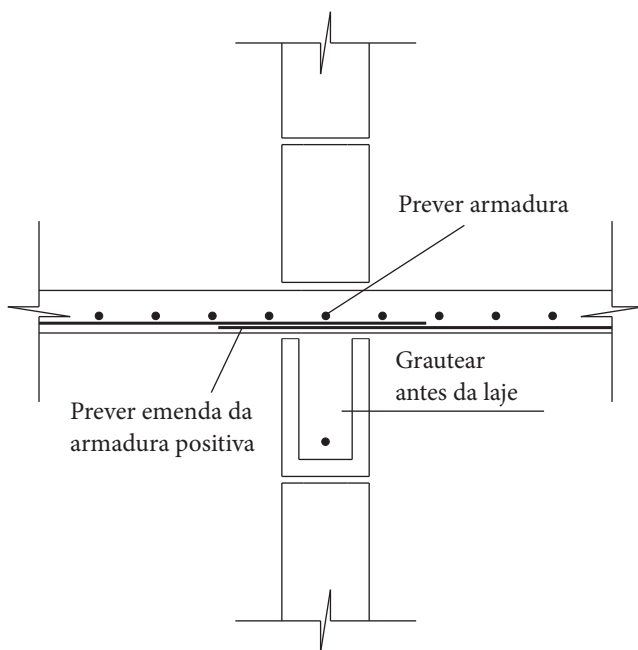


Figura 30 Detalhe da armadura de laje maciça sobre apoios.

13. DETALHES COM LAJE PRÉ-MOLDADA

A concepção de lajes pré-moldadas pode proporcionar grande racionalização e rapidez na execução do edifício, em especial para o conjunto de vários edifícios ou em casos de vários andares. Essas lajes devem ser dimensionadas para a situação de içamento. Caso apenas a armadura positiva seja prevista (ver item seguinte), a situação de içamento deve ser verificada considerando:

- Resistência à tração na flexão (limite inferior) = $f_{ctk,inf} = 0,21\sqrt[3]{f_{ck}^2}$;
- Coeficientes:
 - Do material concreto = 1,2;
 - Do material aço = 1,15;
 - Das ações de peso próprio da laje pré-moldada = 1,2.

É possível prescindir a ligação entre os painéis para edifícios de até 5 pavimentos, desde que seja feita uma análise da tipologia do prédio e se conclua que a ação de vento não é predominante no edifício. Caso não se use a ligação, não é recomendável considerar a laje como diafragma rígido, sendo possível outros modelos para o edifício (hipóteses de cálculo devem satisfazer os detalhes de projeto e vice-versa):

- As paredes transversais à fachada receberem toda a ação de vento.
- Essas paredes transmitirem as ações horizontais às paredes internas por lintéis ou por atrito da laje com as paredes.

Entre as precauções incluem-se:

- Dimensionar cada painel prevendo a possibilidade de remoção de um dos apoios (as mesmas considerações para laje maciça podem ser feitas aqui).
- Dimensionar a cinta de respaldo incorporando uma viga armada, prevendo que esta pode ser o apoio caso a parede seja removida. Nesse caso, o uso de armadura treliçada pode ser eficiente por conter armadura de combate à flexão e cisalhamento. No caso de a ligação da laje ser feita conforme os detalhes da Figura 33(b), é possível ainda incorporar esse trecho da laje na viga formando uma seção T, desde que a armadura negativa da treliça chegue à região comprimida da viga.

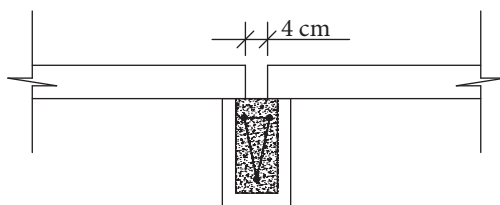


Figura 31 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas sem ligação entre estes.

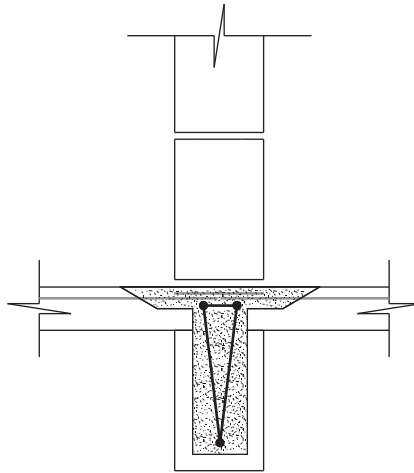


Figura 32 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas com ligação entre estes (a armadura negativa deve ser maior que $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Em outros casos, alguns detalhes são indicados na Figura 33, cuja opção (b) é a recomendada (pode-se considerar a laje como diafragma rígido na maioria dos casos).

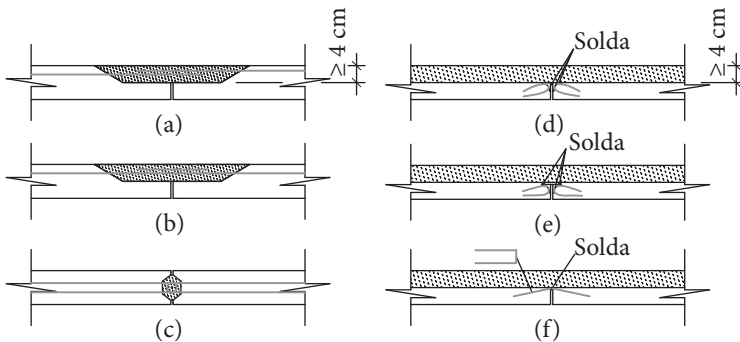


Figura 33 Detalhe de ligação entre painéis de lajes pré-moldadas.

14. MODULAÇÃO

Utilize sempre blocos modulares de 15 x 30 ou 15 x 40. O importante é sempre trabalhar num conceito modular, incluindo todos os subsistemas (esquadrias, portas, etc.). É importante manter o alinhamento dos furos verticais quando se usa blocos especiais, e deve-se detalhar esse ponto no projeto.

Na medida 15 x 30, o correto é ter todas as dimensões em planta múltiplas de 15 cm (malha de 15 x 15 cm), com ajustes em múltiplos de 5 cm em portas e, eventualmente, janelas. Deve-se usar sempre blocos de 44 cm nos encontros em T ou X. A alternativa é usar a família 15 x 40, com as dimensões básicas múltiplas de 20 cm (fazer desenho e checar). É recomendável o uso de blocos de 15 x 54 nos encontros em T ou X. Alternativamente é possível usar 15 x 35 + 15 x 20 nesses pontos, alterando fiadas e especificando telas quando há formação de 4 fiadas com junta vertical a prumo.

Alternativamente, as dimensões podem ser ajustadas em 5 cm com uso do componente de 4 cm (não recomendável para vãos de cômodos, apenas para portas e eventualmente janelas). Na modulação vertical, as dimensões devem ser múltiplas de 20 cm (piso a laje ou laje a laje). A altura do peitoril deve ser igual a 100 ou 120 cm.

O projeto deve ser concebido desde a arquitetura conforme o padrão modular. Medidas não múltiplas de 5 cm devem ser recusadas.

15. ARMADURA VERTICAL

A armadura de canto, em encontros de paredes, é necessária em algumas situações, apesar de ser de difícil execução. Deve-se sempre armar os cantos externos dos edifícios (incluindo cantos de pontos recortados), independentemente da altura do prédio, conforme Figura 34. Essa armadura é construtiva, geralmente igual a uma barra de 10 mm. Para edifícios com mais do que 5 pavimentos, recomenda-se incluir a mesma armadura construtiva de uma barra de 10 mm nos encontros de paredes principais, incluindo:

- paredes que precisaram de armaduras em andares inferiores;

- paredes com comprimento superior a 3,5 m;
- paredes isoladas sem travamento lateral com outra parede.

Em todos os casos, deve-se verificar a existência de resultante de tensão de tração e armar as paredes quando esta for maior que a admitida por norma. Ressalta-se que esses detalhes são válidos para regiões sem ação sísmica (a maioria das regiões brasileiras).

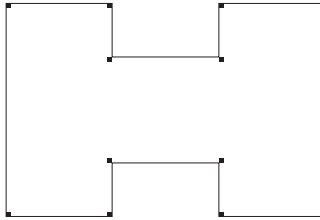


Figura 34 Pontos em que se recomenda prever armadura vertical em qualquer edifício, independentemente da altura deste.

16. VERGAS E CONTRAVERGAS

As armaduras das vergas devem sempre ser dimensionadas. Na contra-verga, a armadura é construtiva, geralmente uma barra de 10 mm ou treliça TR 08. O comprimento mínimo dos apoios deve ser este.

- Vergas:
 - Até 1,0 m de comprimento = 15 cm;
 - Acima de 1,0 m = 30 cm.
- Contravergas: 30 cm.

Com esses detalhes entende-se não ser imprescindível o uso de grauteamento e armadura vertical ao lado de aberturas. Para o uso de armadura em barra sugere-se padronizar o valor mínimo de uma barra de 10 mm.

O uso de armadura em treliça espacial (TR) tem as seguintes vantagens:

- Incorporar armadura de combate ao cisalhamento, importante quando a cinta de respaldo é dimensionada para evitar o colapso progressivo.
- Facilitar o posicionamento da armadura, impedindo que a barra inferior seja, de forma errada, alocada no fundo da canaleta (deve-se respeitar o cobrimento mínimo a partir do fundo da canaleta igual a 1,5 cm).

Pode-se resolver a questão do posicionamento de armaduras soltas em canaletas com o uso de espaçadores adequados à alvenaria, conforme Figura 35.

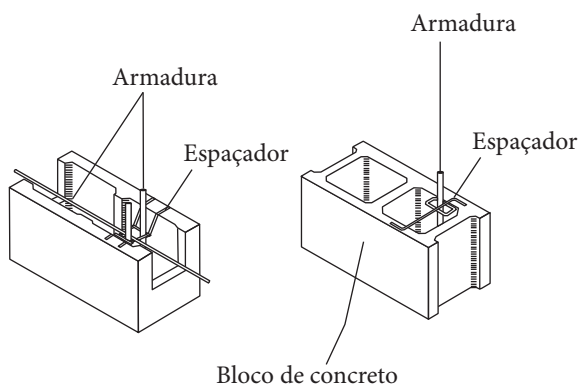


Figura 35 Espaçadores adequados para alvenaria estrutural (adaptada de Annotated Design and Construction Details. National Concrete Masonry Association, 2003).

17. USO DE PRÉ-MOLDADOS

O uso de pré-moldados no projeto (e construção) é fortemente recomendado, especialmente em:

- verga de porta (até que a dimensão dos batentes de porta seja padronizada em dimensões modulares);
- marco e contramarco de janelas;
- escadas;
- peitoris.

18. JUNTA DE ASSENTAMENTO HORIZONTAL

A junta de assentamento horizontal de 10 mm de altura deve ser disposta apenas nas laterais ou sobre toda a face do bloco, conforme acordado entre a obra e o projeto. O dimensionamento deve seguir o procedimento executivo. Mais detalhes foram apresentados no item anterior.

19. JUNTA DE ASSENTAMENTO VERTICAL

A junta vertical deve ser preenchida sempre. Para edifícios de até 5 pavimentos, o preenchimento da junta pode ser posterior à elevação total da parede, que deve ser feito com argamassa não retrátil (exemplo: traço básico 1:2:9) 15 dias após a construção da parede, utilizando bisnaga aplicada com compressão suficiente para garantir largura mínima do filete de argamassa vertical. Nesse caso, deve-se reduzir a resistência ao cisalhamento da parede. Nos demais casos, o preenchimento da junta deve ser feito durante a execução da parede.

20. PADRONIZAÇÃO DA ESPECIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA, GRAUTE E PRISMAS

A especificação da resistência à compressão da argamassa e do graute em função da resistência à compressão do bloco e da resistência do prisma, obtida a partir da combinação desses componentes, é uma premissa básica do projeto. Com base na experiência de projetistas e alguns resultados de ensaio, foram propostos os valores indicados na Tabela 7.

Esta tabela traz ainda a máxima carga por metro possível de ser aplicada (em valores característicos) para cada tipo de bloco, considerando a não presença de graute, graute a cada dois furos ou todos os furos grauteados para assentamento em dois cordões laterais apenas ou sobre toda a face do bloco.

Tabela 7 Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C (NBR 6136/2005).

MPa, área bruta						Carga máxima (kN/m) para hef = 2,8 m			
f _{bk}	f _a	f _{gk}	f _{pk} /f _{ba}	f _{pk}	f _a */f _{pk}	f _a *	Sem graute, argamassa em toda a face do bloco		
							Observação: paredes com graute construídas com argamassa em toda a face do bloco		
3,0	4,0	15,0	0,80	2,40	2,00	4,80	74	59	147
4,0	4,0	15,0	0,80	3,20	2,00	6,40	98	78	196
6,0	6,0	15,0	0,80	4,80	1,75	8,40	147	118	257
8,0	6,0	20,0	0,80	6,40	1,75	11,20	196	157	343
10,0	8,0	20,0	0,75	7,50	1,75	13,13	230	184	402
12,0	8,0	25,0	0,75	9,00	1,60	14,40	276	221	441
14,0	12,0	25,0	0,70	9,80	1,60	15,68	300	240	480
16,0	12,0	30,0	0,70	11,20	1,60	17,92	343	274	549
18,0	14,0	30,0	0,70	12,60	1,60	20,16	386	309	617
20,0	14,0	30,0	0,70	14,00	1,60	22,40	429	343	686
Em que:									
f _a = resistência média à compressão da argamassa;									
f _{bk} = resistência característica à compressão do bloco;									
f _{gk} = resistência característica à compressão do graute;									
f _{pk} = resistência característica à compressão do prisma oco;									
f _a * = resistência característica à compressão do prisma cheio.									
Blocos de 14 cm de espessura.									

Esses valores são indicativos, devendo ser confirmados por meio de ensaios. Um projeto em parceria da ABCP-UFSCar está em andamento para checar todas essas resistências/relações.

21. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

O modelo mais simples, e adequado para casos onde não há amarração entre paredes, considera que não existe nenhuma distribuição de esforço entre paredes que se cruzam – o carregamento aplicado na parede N chegará à estrutura de apoio pela parede N apenas.

Quando há efetiva ligação entre paredes (amarração direta), constituindo subestruturas, recomenda-se considerar a uniformização dos esforços entre as paredes. Um modelo simples de agrupamento de paredes que se interligam é conveniente, em cujo modelo a carga vertical é considerada uniforme em todas as paredes do agrupamento. Deve-se destacar que nos últimos pavimentos pode não haver altura suficiente para a total uniformização da carga dentro da subestrutura. O projetista deve analisar o problema a cada caso, podendo introduzir fatores de uniformização parcial nesses andares.

Outro modelo para essa distribuição é considerar em cada encontro de parede a distribuição a 45°. Apesar de não ser tão simples como o anterior, tal procedimento pode ser sistematizado com o auxílio de programas de computador. Um modelo mais preciso é o de elementos finitos.

Em todos os casos, mas especialmente no último modelo, é importante verificar se a interface é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento na interface necessária para a troca de esforços entre uma parede e outra. A norma recomenda a resistência ao cisalhamento em interfaces de paredes com amarração direta limitada ao valor característico de 0,35 MPa.

Em modelos simplificados, conforme a NBR 15961-1, “aberturas cuja maior dimensão seja menor que $\frac{1}{6}$ do menor valor entre a altura e o comprimento da parede na qual se inserem poderão ser desconsideradas para efeitos de interação. Aberturas adjacentes, cuja menor distância entre as suas faces paralelas seja inferior ao citado valor limite, serão consideradas como abertura única”.²

2 NBR 15961-1 (2011, p. 21).

22. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Os modelos mais simples possíveis de ser utilizados para distribuição das ações laterais são os de paredes em balanço, desprezando a rigidez ao cisalhamento e trechos entre aberturas. Nesse modelo, a força horizontal em cada parede de contraventamento é proporcional à rigidez destas:

$$F_{x_i} = F_x \cdot \frac{I_{y_i}}{\sum I_{y_i}}; \quad F_{y_i} = F_y \cdot \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}};$$

Havendo um momento de torção em planta, cada parede estará ainda sujeita a uma parcela de força adicional igual a:

$$F_{x_i} = F_x \cdot \frac{I_{y_i}}{\sum I_{y_i}} + M_x \cdot \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{\sum (I_{y_i} \cdot y_i^2)};$$

$$F_{y_i} = F_y \cdot \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} + M_y \cdot \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{\sum (I_{x_i} \cdot x_i^2)};$$

A consideração dos efeitos de torção é importante, especialmente nos casos de modelos mais refinados (de pórtico, elementos finitos) e quando a planta não é simétrica. O modelo de pórtico pode ser utilizado, cuja utilização é mais eficiente em edifícios mais altos. Nesse caso, é importante a correta verificação de todos os esforços, especialmente da flexão e cisalhamento dos lintéis sobre aberturas.

23. ESPECIFICAÇÃO, RECEBIMENTO E CONTROLE DA PRODUÇÃO DOS MATERIAIS EM OBRA

Os procedimentos de estocagem e produção, especialmente de argamassa e graute, não sofreram grandes modificações em relação à versão antiga da norma e, em geral, são bem conhecidos. Uma série de recomendações e procedimentos foi incorporada a esses itens da nova norma e que podem ser considerados como “boas práticas” de execução, que vão desde

diretrizes para estocagem e transporte de blocos, produção de argamassa e graute, como recomendações gerais para a produção da alvenaria. Com isso, espera-se que a norma sirva também de instrumento de difusão dessas boas práticas em todo o território nacional, mesmo nas localidades que não possuem histórico de utilização da alvenaria estrutural condizente com a difusão que esse processo construtivo tem experimentado por todos os estados do Brasil nos últimos anos.

A especificação e o controle dos blocos devem seguir as normas, que foram recentemente revisadas:

- ABNT NBR 6136. *Blocos vazados de concreto simples para alvenaria* – requisitos.
- ABNT NBR 12118. *Blocos vazados de concreto simples para alvenaria* – métodos de ensaio.

A especificação e o controle sobre os demais materiais constituintes da alvenaria, fios e barras de aço, bem como o concreto estrutural utilizado em fundações, lajes e estruturas de transição, remetem às normas específicas desses materiais: ABNT NBR 7480. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação e ABNT NBR 12655. Concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento – procedimento.

23.1 Controle da produção de argamassa e graute

Durante a obra, argamassa e graute deverão ser controlados em lotes não inferiores a:

- 500 m² de área construída em planta (por pavimento);
- dois pavimentos;
- argamassa ou graute fabricado com matéria-prima de mesma procedência e mesma dosagem.

Para cada lote são ensaiados seis exemplares. Em comparação com a edição anterior, o lote corresponde aproximadamente ao dobro da área construída, que anteriormente era de 250 m², refletindo a prática atual do mercado de edifícios com maior número de apartamentos por pavimento.

O graute é moldado de acordo com a ABNT NBR 5738. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, e ensaiado em procedimento descrito na ABNT NBR 5739. Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. A amostra será considerada aceita pelo atendimento do valor característico especificado em projeto, seguindo os critérios de resistência característica que passam a vigorar também na norma de projeto (parte 1).

Quanto à argamassa, houve considerável mudança na forma de controle. Procurando aproximar o procedimento de obra com o atualmente especificado na ABNT NBR 13279, houve uma alteração do formato do corpo de prova. Como a NBR 13279 pede que o ensaio à compressão de argamassa seja feito comprimindo-se uma área de 4 x 4 cm de um corpo de prova de 4 cm de altura (resultante do ensaio à flexão de um prisma de argamassa de 4 x 4 x 16 cm), a norma de controle pede que seja feito em cubos de 4 cm moldados diretamente na obra (para o controle de obra não interessa o controle da resistência de flexão da argamassa).

Para tornar o procedimento bastante claro, o anexo D traz especificações para moldagem e ensaios do novo corpo de prova cúbico, incluindo o projeto do molde mostrado na Figura 36. Uma foto desse molde foi mostrada na parte 1 deste artigo. A Figura 37 mostra o corpo de prova moldado.

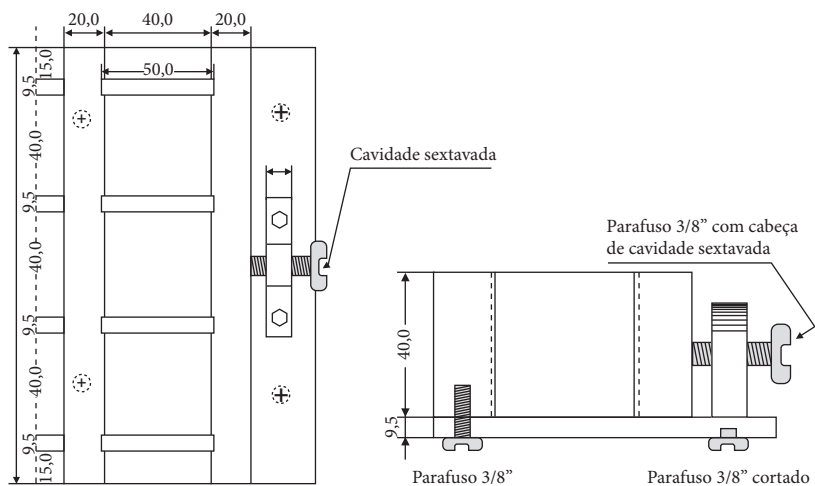


Figura 36 Projeto de molde para corpo de prova cúbico.

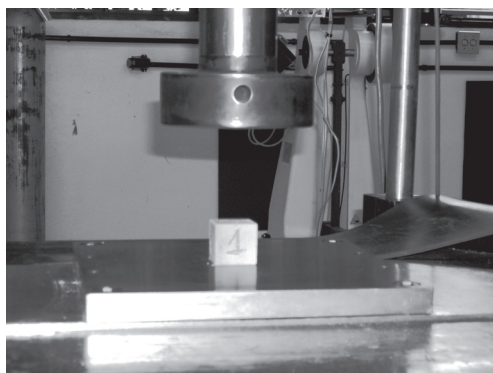


Figura 37 Cubo de argamassa de 4 cm para ensaio de compressão.

A argamassa é o único material ainda especificado e controlado pelo seu valor médio. O controle da argamassa mediante o valor médio, e não característico, como na versão anterior, alinha a atual versão da norma com as principais normas internacionais. A ideia do controle da resistência à compressão é verificar a uniformidade da produção deste material. A amostra de argamassa será aceita se o coeficiente de variação desta for inferior a 20% e o valor médio for maior ou igual ao especificado no projeto.

Quando a argamassa contém aditivos ou adições (argamassa não tradicional de cimento, cal e areia), recomenda-se fazer ensaios de tração à flexão de prismas, conforme procedimento descrito no anexo C. Esse procedimento foi adaptado da norma americana pela Escola Politécnica da USP e utilizado por pesquisadores e tecnólogos em todo o país. Este ensaio pode ser feito em obra (carregamento feito com o próprio bloco) ou em laboratório (carregamento com equipamento de ensaio).

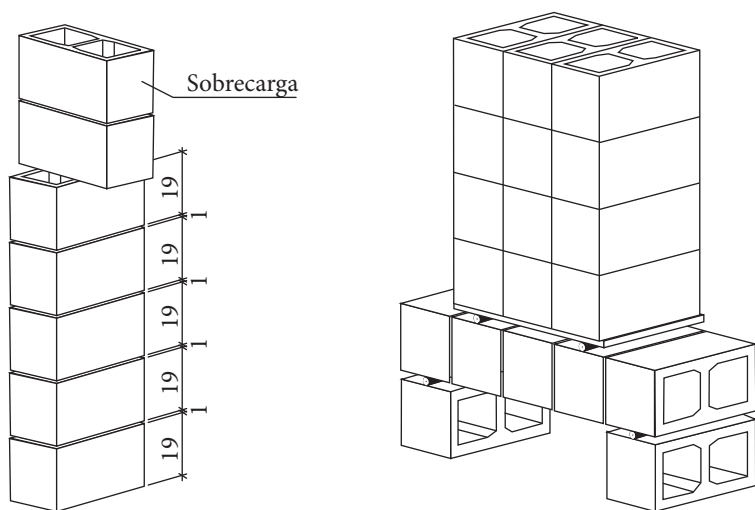


Figura 38 Procedimento de moldagem (prisma de 5 fiadas) e ensaio em obra de tração na flexão de alvenaria.

24. CONTROLE DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E DAS ALVENARIAS À COMPRESSÃO AXIAL

O capítulo 8 da nova norma NBR 15961-2/2011 é talvez o que traz maiores novidades. Este item trata do controle da resistência à compressão da alvenaria, de grande importância para a segurança da construção.

24.1 Caracterização prévia

Inicialmente é indicada a necessidade de *caracterização prévia da resistência à compressão* de blocos, argamassa e graute e da alvenaria (geralmente por meio de ensaios de prismas). Antes do início da obra deve-se fazer essa completa caracterização, com a ressalva de que o fornecedor dos materiais (os mesmos a serem utilizados na obra) pode fornecer tais resultados, desde que estes não tenham sido realizados há mais de 180 dias. Por exemplo, se o fabricante de blocos fizer ensaios de compressão de blocos, argamassa, graute e prisma e recomendar o uso dos mesmos traços de arga-

massa e graute (ou material industrializado) para a obra, o construtor não precisa realizar essa caracterização prévia.

O objetivo da caracterização prévia é evitar que justamente os primeiros pavimentos dos edifícios em alvenaria estrutural, e que suportam maiores tensões, sejam construídos com maior incerteza quanto às propriedades dos materiais empregados logo no início da obra, evitando situações de não conformidades ou medidas de reforço desses pavimentos, o que não é incomum ocorrer atualmente.

24.2 Resistência à compressão da alvenaria: ensaio de prisma

Tanto na caracterização prévia quanto no controle da obra, a caracterização da resistência à compressão da alvenaria pode ser feita por ensaios de prisma, pequena parede ou de parede (ABNT NBR 8949. Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples).

O anexo B da NBR 15961-2/2011 menciona os procedimentos para moldagem e ensaio de pequenas paredes que devem ter, no mínimo, dois blocos de comprimento e cinco fiadas de altura como alternativa aos ensaios de prismas. Entretanto, provavelmente a grande maioria das obras continue a ter a resistência da alvenaria controlada pelo ensaio de prisma de dois blocos, que é um ensaio já bastante difundido no país, ficando os dois outros tipos de ensaio limitados a situações especiais.

É importante ressaltar que o procedimento de ensaio de prisma foi incorporado no texto da norma de execução e controle, o que provavelmente irá cancelar a norma NBR 8215. Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – preparo e ensaio à compressão. O anexo A traz o procedimento para ensaio de prisma. As principais mudanças em relação ao procedimento da NBR 8215 são:

- O prisma sempre é moldado dispondo a argamassa de assentamento sobre toda a face do bloco, independentemente se a obra é executada com dois cordões laterais de argamassa ou não. A diminuição da resistência à compressão no caso de obra executada com dois cordões laterais apenas deve ser levada em conta no projeto (ver item 3), porém o ensaio é o mesmo para os dois casos.

- A referência para o cálculo das tensões é sempre a área bruta, e não líquida, como ocorre atualmente para prismas ocos. Essa simples mudança evita uma série de mal-entendidos que hoje ocorrem, uma vez que a resistência dos blocos também tem a área bruta como referência.
- Caso os blocos tenham resistência maior ou igual a 12 MPa, os prismas devem ser moldados em obra e recebidos no laboratório, sendo a moldagem em obra opcional para blocos de menor resistência.
- A resistência de prisma será fornecida em valor característico, e não mais médio, tornando a norma de projeto e controle compatível quanto às suas exigências. Vale lembrar que nas versões anteriores a norma de projeto especifica a resistência de prisma como média e o controle como resistência característica.

O cálculo da resistência característica é feito com o mesmo procedimento atualmente empregado para os blocos, já difundido e utilizado pelos laboratórios, segundo a formulação a seguir:

$$f_{pk,1} = 2 \left[\frac{(f_{p(1)} + f_{p(2)} + f_{p(3)} + \dots + f_{p(i-1)})}{i - 1} \right] - f_{p(i)}$$

$f_{pk,2} = \emptyset \times f_{p(1)}$, sendo o valor de \emptyset indicado na Tabela 1;

$f_{pk,3}$ = é o maior valor entre $f_{pk,1}$ e $f_{pk,2}$;

$f_{pk,4} = 0,85 \cdot f_{pm}$;

f_{pk} é o menor valor entre $f_{pk,3}$ e $f_{pk,4}$.

sendo:

$n/2$, se n for par;

$(n-1)/2$, se n for ímpar.

em que:

f_{pk} é a resistência característica estimada da amostra, expressa em megapascal;

$f_{p(1)}, f_{p(2)}, \dots, f_{p(i)}$ são os valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente;

f_{pm} é a média de todos os resultados da amostra;

n é o número de corpos de prova da amostra.

Tabela 8 Valores de ϕ em função da quantidade de elementos de alvenaria.

Nº de elementos	3	4	5	6	7	8	9	10
ϕ	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96
Nº de elementos	11	12	13	14	15	16 e 17	18 e 19	
ϕ	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04	

Ensaio de prisma: padronizado com assentamento total

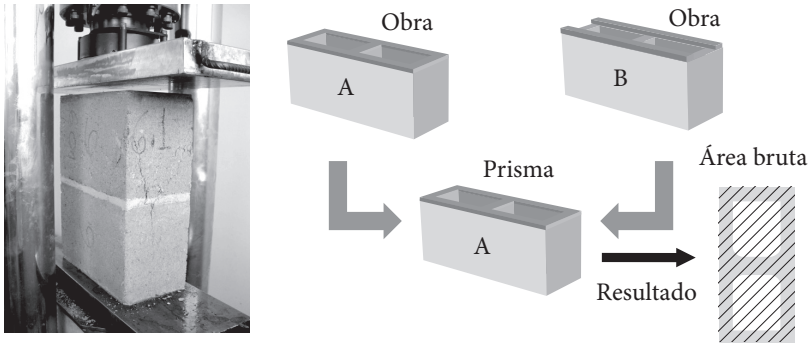


Figura 39 Regras para ensaio de prisma.

24.3 Controle de obra

24.3.1 Ensaios de blocos somente

No caso de obras em que não é utilizado graute para aumentar a resistência à compressão da parede, é possível que os ensaios de controle de prisma sejam eliminados. Se a obra utiliza bloco com f_{bk} superior a 2,86 vezes a resistência de prisma especificada em projeto, ou se os resultados da caracterização dos materiais indicarem resultados de prisma 2 vezes maiores que o especificado em projeto, essa obra é considerada *de menor exigência estrutural*. Nesse caso, os ensaios de prisma são realizados apenas na caracterização anterior à obra (eventualmente fornecida pelo fabricante), e o controle feito pelo ensaio de bloco apenas. Tome-se o exemplo de um conjunto de casas térreas cujo projeto indicou necessidade de $f_{pk} \geq 1,0$ MPa e cuja obra será feita com blocos de $f_{bk} = 3,0$. Como $f_{bk} = 3 \cdot f_{pk}$, não há necessidade de ensaio de prisma.

24.3.2 Ensaios de prismas

Quando a condição anterior não é atendida, é necessário controlar a obra por meio de ensaios de prisma.

24.3.2.1 Controle padrão

Nesse caso, a construtora pode adotar o procedimento chamado de *controle padrão*, em que 12 prismas são moldados a cada pavimento, 6 para ensaio e 6 para eventual contraprova. A vantagem desse procedimento é que a obra define o procedimento de forma simples com menor necessidade de consulta ao projetista da estrutura. A desvantagem é que o número de ensaios pode ser maior que o *controle otimizado*, detalhado a seguir. Como exemplo, pode-se analisar o caso de um edifício de 8 pavimentos. Neste, a obra deverá realizar $8 \cdot 6 = 48$ ensaios de prisma, sem contar eventuais contraprovas.

24.3.2.2 Controle otimizado

No controle otimizado, os resultados do pavimento anterior (de mesmo f_{bk} e demais materiais) são usados para determinar o número de prismas necessários para controle dos próximos pavimentos. Para o primeiro pavimento de f_{bk} distinto, são ensaiados 6 prismas. Para os pavimentos superiores, o número de prismas a ser ensaiado é obtido na Tabela 9. A ideia nesse caso é beneficiar as obras para que, por meio do uso de blocos de melhor qualidade, com menor dispersão de resultados de resistência e procedimentos mais padronizados de execução e controle, possam usar um menor número de corpos de prova.

Tabela 9 Número mínimo de prismas a serem ensaiados (redução de acordo com a probabilidade relativa de ruína).

Condição	Coeficiente de Variação dos prismas (CV)	$f_{pk, \text{projeto}}/f_{pk, \text{estimado}}$			
		$\leq 0,35$	$> 0,35$ $\leq 0,50$	$> 0,50$ $\leq 0,75$	$> 0,75$
A	$> 15\%$	6	6	6	6
B	$< 10\%$ e $\geq 15\%$	0	2	4	6
C	$< 10\%$	0	0	0	0

Importante: para pavimentos com especificação de resistência característica de bloco maior ou igual a 12,0 MPa, deve-se sempre considerar, no mínimo, a condição B.

Como exemplo, vamos analisar o caso de edifício e 8 pavimentos, cujos dados do projeto são descritos na Tabela 10.

Tabela 10 Exemplo de controle otimizado com dados obtidos no projeto.

Pavimento	f_{bk}	f_{pk} , necessário informado pelo projetista
1	8,0	6,0
2	8,0	5,2
3	6,0	4,8
4	6,0	4,0
5	4,0	3,2
6	4,0	2,4
7	4,0	1,6
8	4,0	0,8

Para o primeiro pavimento é necessário ensaiar seis prismas. Imagine que o laboratório relatou o seguinte resultado: $f_{pk, \text{ensaio}} = 7,1$ MPa, com coeficiente de variação (CV) igual a 12%. Para o segundo pavimento, o $f_{pk, \text{projeto}} / f_{pk, \text{estimado}} = 5,2 / 7,1 = 0,73$. Conforme a Tabela 9, conclui-se que são necessários quatro prismas para o segundo pavimento.

Como o terceiro pavimento é feito com o novo f_{bk} , é necessário zerar o procedimento e fazer seis prismas. Imaginando os resultados anotados na Tabela 11 e verificando a Tabela 9, seriam necessários quatro prismas para o quarto pavimento.

Com o novo f_{bk} do 5º pavimento, são obtidos seis prismas ensaiados nesse pavimento. Tomando os resultados anotados na Tabela 11, seriam necessários quatro prismas para o 6º pavimento, 3 para o 7º e zero para o 8º. O total de prismas ensaiados seria 32 contra 48 necessários no controle padrão.

Tabela 11 Resumo do exemplo de controle otimizado.

Pavimento	f_{bk}	f_{pk} , necessário informado pelo projetista	f_{pk} , estimado (ensaio)	CV das amostras anteriores	f_{pk} , projeto/ f_{pk} , estimado das amostras anteriores	Nº de ensaios de prismas
1	8,0	6,0	7,1	Não há	–	6
2	8,0	5,2	7,2	12%	0,73	4
3	6,0	4,8	5,5	Não há	–	6
4	6,0	4,0	5,6	12%	0,71	4
5	4,0	3,2	3,9	Não há	–	6
6	4,0	2,4	4,0	12%	0,60	4
7	4,0	1,6	3,9	12%	0,41	2
8	4,0	0,8	3,9	12%	0,20	0
						Total = 32

24.3.2.3 Controle otimizado – edificações iguais

Uma variação do controle isolado é permitida na nova norma. São consideradas “iguais” as edificações que atendam aos seguintes requisitos:

- Fazem parte de um único empreendimento.
- Têm o mesmo projetista estrutural.
- Têm especificadas as mesmas resistências de projeto.
- Utilizam os mesmos materiais e procedimentos para a execução.

Nesse caso, o primeiro prédio a ser construído deve ter seu controle realizado de maneira independente dos demais, como descrito acima. Entretanto, o segundo e demais prédios podem ser considerados como uma única edificação para fim de controle.

Imagine um empreendimento para execução de um conjunto de 6 prédios de 8 andares, com as características do exemplo anterior. O primeiro prédio terá o controle descrito anteriormente. Porém, os andares de mesmo f_{bk} do 2º ao 6º prédio podem ser considerados em conjunto para a determinação do número de prismas. Os resultados dos prismas do 1º e 2º andares do prédio 2 podem ser utilizados para se calcular o número de prismas para o 1º andar do prédio 3, por exemplo. Haverá, portanto, uma nova redução na quantidade de prismas necessários para controle de todos os prédios.

Se os prédios forem executados na sequência e os resultados de ensaios em cada andar levarem a valores semelhantes ao do exemplo anterior, o número de prismas necessários em cada pavimento seria o anotado na Tabela 12. O total de prismas nesse caso seria de 128, contra 288 do controle padrão. Quanto maior a repetição dos prédios, maior a diferença final no número de prismas a serem ensaiados, desde que se mantenha a uniformidade de produção dos blocos, da argamassa e da própria alvenaria. Acredita-se que, dessa forma, é estimulada a busca pela qualidade e uniformidade de produção dos componentes, pois isso facilitará o controle tecnológico dos materiais sem reduzir a segurança da estrutura.

Tabela 12 Resumo do exemplo de controle otimizado com conjunto de edificações.

Prédio 1			Prédio 2			Prédio 3			Prédio 4			Prédio 5			Prédio 6		
Andar	Nº de prismas		Andar	Nº de prismas		Andar	Nº de prismas		Andar	Nº de prismas		Andar	Nº de prismas		Andar	Nº de prismas	
1	6	Mesmo conjunto	1	6	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	Mesmo conjunto
2	4		2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	
3	6	Mesmo conjunto	3	6	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	Mesmo conjunto
4	4		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
5	6	Mesmo conjunto	5	6	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	Mesmo conjunto
6	4		6	4	6	0	6	0	6	0	6	0	6	0	6	0	
7	2		7	2	7	0	7	0	7	0	7	0	7	0	7	0	
8	0		8	0	8	0	8	0	8	0	8	0	8	0	8	0	
Total	32			32		16		16		16		16		16		16	128 prismas

25. CONTROLE DA PRODUÇÃO DA ALVENARIA

O capítulo 9 da NBR 15961-2/2011 indica os requisitos para controle de produção da alvenaria, não havendo grandes mudanças nesse item. Devem ser atendidos os limites anotados na Tabela 13.

Tabela 13 Variáveis de controle geométrico na produção da alvenaria.

Fator		Tolerância
Junta horizontal	Espessura	± 3 mm
	Nível	2 mm/m 10 mm no máximo
Junta vertical	Espessura	± 3 mm
	Alinhamento vertical	2 mm/m 10 mm no máximo
Alinhamento da parede	Vertical (desaprumo)	± 2 mm/m ± 10 mm no máximo por piso ± 25 mm na altura total do edifício
	Horizontal (desalinhamento)	± 2 mm/m ± 10 mm no máximo
Nível superior das paredes	Nivelamento da fiada de respaldo	± 10 mm

Além desses limites, existem várias prescrições de procedimentos visando à qualidade final da obra, como necessidade de grauteamento prévio da cinta de respaldo, espessuras mínimas dos filetes de argamassa na junta vertical e forma do adensamento manual do graute.

26. CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO DA ALVENARIA

Quando forem permitidos apenas ensaios de blocos, a aceitação da resistência à compressão do bloco serve para aceitação da alvenaria também. Se houver ensaio de prisma, tal resistência característica deve ser aceita e prevalece sobre todos os outros ensaios de compressão (bloco, argamassa ou graute). Em todos os casos, os limites da Tabela 6 devem ser atendidos.

Em caso de inconformidade, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas:

- Revisar o projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos nos ensaios.
- Determinar as restrições de uso da estrutura.
- Providenciar o projeto de reforço.
- Decidir pela demolição parcial ou total.

27. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8798*. Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1985.

_____. *NBR 10837*. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____. *NBR 15961-1*. Alvenaria estrutural. Blocos de concreto – parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. *NBR 15961-2*. Alvenaria estrutural. Blocos de concreto – parte 2: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

ESCRITÓRIOS COLABORADORES

Arco Assessoria em Racionalização Construtiva – São Paulo-SP

Eng. Luiz Sérgio Franco

Tel. (11) 5535-5717

E-mail: lsfranco@arco.eng.br

Cláudio Puga & Engenheiros Associados – São Paulo-SP

Eng. Cláudio Creazzo Puga

Tel. (11) 3813-6855

E-mail: claudio@claudiopuga.com.br

Escritório Técnico J R Andrade – São Carlos-SP

Eng. José Roberto de Andrade e Eng. José Roberto de Andrade Filho

Tel. (16) 3371-7221

E-mail: jrandrade@jrandrade.eng.br

Racional Projeto e Consultoria S/S – Fortaleza-CE

Eng. Luis Alberto Carvalho

Tel. (85) 3244-3939

E-mail: LA99824969@YAHOO.COM.BR

Pedreira de Freitas – São Paulo-SP

Enga. Fabiana Cristina Mamede e Eng. Augusto Guimarães Pedreira de Freitas

Tel. (11) 2039-1212

E-mail: fabiana@pedreira.eng.br

RKS Engenharia de Estruturas – Florianópolis-SC

Eng. João Alberto Kerber

Tel. (48) 3333-3200

E-mail: rks@rks.com.br

Simon Engenharia – Porto Alegre-RS

Eng. Fábio R. Simon

Tel. (51) 3328-1300

E-mail: fabio@simoneng.com.br

Wendler Projetos Estruturais – Campinas-SP
Eng. Arnaldo Augusto Wendler Filho
Tel. (19) 3241 7807
E-mail: wendler@wendlerprojetos.com.br

Coordenação

Guilherme Aris Parsekian – UFSCar

Organização

Arnoldo Augusto Wendler Filho – Wendler Projetos

Cláudio Oliveira Silva – ABCP

Eliana Taniguti – ABCP

Glécia Vieira – ABCP

Michelli Garrido Silvestre – ABCP

Apoio

Ernesto Fortes Silva – UFSCar

Empresas e Entidades Participantes

Arco Assessoria em Racionalização Construtiva – Luiz Sérgio Franco

Bloco Brasil – Carlos Alberto Tauil

Cláudio Puga & Engenheiros Associados – Cláudio Creazzo Puga

Escritório Técnico J. R. Andrade – José Roberto Leme de Andrade e José Roberto Leme de Andrade Jr.

Racional Projeto e Consultoria – Luiz Alberto Carvalho

Pedreira de Freitas – Augusto Guimarães Pedreira de Freitas e Fabiana Cristina Mamede

RKS Engenharia de Estruturas – João Alberto Kerber

Simon Engenharia – Fabio Simon

Wendler Projetos Estruturais – Arnoldo Augusto Wendler Filho



**Comunidade
da Construção**
União e força do concreto



**Associação
Brasileira de
Cimento Portland**



EdUFSCar

