

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
ÁREA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE
EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL
PELO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

ENG. PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro (EESC - USP) (Orientador)
Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa (EESC - USP)
Prof. Dr. José Henrique Albiero (EESC - USP)

São Carlos - SP, 4 de outubro de 1993

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
ÁREA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE
EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL
PELO MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

ENG. PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro (EESC - USP) (Orientador)

Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa (EESC - USP)

Prof. Dr. José Henrique Albiero (EESC - USP)

São Carlos - SP, 4 de outubro de 1993

À Marta,

e a meus pais, Aparecida e José.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro, orientador muito atencioso e competente, por sua colaboração e estímulos recebidos durante a elaboração deste trabalho.

À minha esposa Marta, que me incentivou, muito contribuindo para a conclusão do trabalho.

Aos colegas professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da UNESP-Bauru.

A Sra. Maria Nadir Minatel, pela dedicação ao seu trabalho de bibliotecária.

Ao Sr. Francisco Carlos Guete de Brito e a Márcia Regina Bastos de Oliveira pela disposição e eficiência na execução dos desenhos.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

ABSTRACT

This work presents a set of analyses and informations, aiming to help the design of structural masonry buildings. Several steps are considered: materials (block, mortar and grout), lay-out of the structural elements, walls and loads.

The design is based on the allowable stresses method. Beams are considered for flexural and shear design, walls and columns are analysed for combined bending and axial loads.

Several examples are presented illustrating the considered theory.

RESUMO

Este trabalho apresenta um conjunto de análises e informações, visando auxiliar o projeto de edifícios e outras construções em alvenaria estrutural, composta de blocos vazados de concreto. Diversas etapas são consideradas: materiais (blocos, argamassa e graute), concepção estrutural, paredes e carregamento.

O projeto é baseado no método das tensões admissíveis. Vigas são consideradas à flexão e ao cisalhamento, paredes e pilares são analisados à flexão composta normal.

Diversos exemplos são apresentados, ilustrando a teoria considerada.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 HISTÓRICO	2
1.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA ALVENARIA ESTRUTURAL	4
1.3 OBJETIVOS DESTE TRABALHO	6
1.4 ETAPAS DO TRABALHO	6
CAPÍTULO 2 - MATERIAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL	8
2.1 BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO	9
2.1.1 Blocos Estruturais	11
2.1.2 Blocos Canaleta, Jota e Especiais	13
2.1.3 Blocos de Vedação	18
2.1.4 Valor Característico da Resistência à Compressão	20
2.2 ARGAMASSA	21
2.2.1 Dosagem Inglesa	24
2.2.2 Dosagem Americana	26
2.2.3 Especificação Brasileira	28
2.3 GRAUTE	28
2.4 AÇO	31
2.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	31
2.5.1 Mecanismo de Ruptura	31
2.5.2 Processos para Determinação da Resistência	34
2.5.3 Ensaio de Prismas	37
2.5.4 Ensaio de Paredes	38
CAPÍTULO 3 - CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	40
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS	45
3.1.1 Sistema de Paredes Transversais	45
3.1.2 Sistema Celular	49
3.1.3 Sistema Complexo	51

3.1.4 Outra Classificação	52
3.2 ESTABILIDADE GLOBAL	56
3.3 COLAPSO PROGRESSIVO	57
3.3.1 Tipos de Colapso Progressivo	59
3.3.2 Métodos Possíveis de Projeto	60
3.3.3 Uso de Tirantes	62
3.3.4 Tirante Vertical	63
3.3.5 Tirante Horizontal	64
3.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS	66
CAPÍTULO 4 - PAREDES E PILARES	68
4.1 PAREDES	69
4.2 PILARES	72
4.3 ÁREA RESISTENTE EFETIVA	75
4.3.1 Compressão Vertical e Cisalhamento Paralelo à Parede ou Pilar	75
4.3.2 Flexão	76
4.3.3 Cisalhamento Perpendicular à Parede	76
4.4 ALTURA EFETIVA	77
4.5 ESPESSURA EFETIVA E MÍNIMA	78
4.6 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	81
4.7 FLAMBAGEM	82
4.8 LARGURA COLABORANTE	83
4.9 RIGIDEZ	83
4.9.1 Paredes Biengastadas	83
4.9.2 Paredes em Balanço	85
4.10 AÇÃO COMPOSTA ENTRE PAREDES E VIGAS DE APOIO	94
4.10.1 Cálculo Pelo Parâmetro Característico K	95
4.10.2 Método Gráfico	97
4.11 ARMADURAS EM PAREDES	106
4.11.1 Armadura Mínima	106
4.11.2 Diâmetros e Espaçamentos	106
4.11.3 Armaduras Obrigatórias	108
4.12 ARMADURAS EM PILARES	109
CAPÍTULO 5 - AÇÕES DE PROJETO	111
5.1 AÇÃO VERTICAL	111
5.1.1 Carga Permanente (g)	111

5.1.2	Carga Acidental (q)	117
5.1.3	Paredes	117
5.1.4	Lajes	119
5.1.5	Vergas	119
5.1.6	Pilares	121
5.2	AÇÃO HORIZONTAL DO VENTO	122
5.2.1	Métodos Teóricos para Análise da Ação do Vento	124
5.2.2	Diafragmas	128
5.2.3	Determinação do Centro de Rigidez	131
5.2.4	Distribuição das Forças de Vento entre as Paredes Estruturais	138
5.2.5	Momento de Tombamento	144
5.2.6	Analogia do Pórtico Equivalente	145

CAPÍTULO 6 - TENSÕES ADMISSÍVEIS 147

6.1	COMPRESSÃO AXIAL	147
6.1.1	Parede Não-Armada	148
6.1.2	Parede Armada	148
6.1.3	Pilar Não-Armado	148
6.1.4	Pilar Armado	149
6.2	COMPRESSÃO DA FLEXÃO	149
6.3	TRAÇÃO DA FLEXÃO	150
6.4	CISALHAMENTO	150
6.5	TENSÃO DE CONTATO	151
6.6	ADERÊNCIA	153
6.7	ARMADURA DE TRAÇÃO	153
6.8	ARMADURA DE COMPRESSÃO	154
6.9	PARAFUSOS E ANCORAGENS	154
6.10	TENSÕES COMBINADAS	155
6.11	MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL	156
6.12	TABELAS RESUMO	156

CAPÍTULO 7 - DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO E À FLEXÃO SIMPLES

7.1	COMPRESSÃO AXIAL	158
7.2	COMPRESSÃO LOCALIZADA	162
7.3	FLEXÃO SIMPLES	164
7.3.1	Hipóteses Básicas	164
7.3.2	Equacionamento	165

7.3.3	Compatibilidade de Deformações	168
7.3.4	Variação da Tensão na Alvenaria e no Aço	169
7.3.5	Dimensionamento de Seção Retangular com Armadura Simples	171
7.3.6	Verificação de Seção Retangular com Armadura Simples	179
7.3.7	Dimensionamento de Seção Retangular com Armadura Dupla	181
7.3.8	Verificação de Seção Retangular com Armadura Dupla	184
7.3.9	Armadura Mínima	185
7.3.10	Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II	187
7.4	ESFORÇO CORTANTE	188
7.4.1	Vigas	188
7.4.2	Paralelo à Parede	192
7.4.3	Armadura Mínima	196
7.5	ADERÊNCIA E ANCORAGEM	197
CAPÍTULO 8 - DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA		207
8.1	MÉTODO 1 - AVALIAÇÃO DAS FORÇAS COM BASE NAS EQUAÇÕES DA ESTÁTICA	208
8.1.1	Cálculo das Excentricidades	209
8.1.2	Tensões na Alvenaria	210
8.1.3	Armadura	212
8.2	MÉTODO 2 - SEÇÃO ASSUMIDA HOMOGÊNEA PARA CARGAS COMBINADAS	218
8.2.1	Tensões na Alvenaria	218
8.2.2	Força Resultante de Tração	219
8.2.3	Armadura	220
8.3	MÉTODO 3 - PAREDES COM FLANGES	224
8.3.1	Roteiro de Projeto	224
8.4	CONEXÃO DE PAREDES	232
8.4.1	Tensão de Cisalhamento	232
8.4.2	Armadura de Cisalhamento	233
CAPÍTULO 9 - CONCLUSÕES		237

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Alvenaria é definida como o "conjunto coeso e rígido, conformado em obra, de tijolos ou blocos (unidades de alvenaria) unidos entre si por argamassa" (ABCI [1]).

Entende-se como bloco a unidade de argamassa que excede em comprimento, largura ou altura, as máximas dimensões que definem o tijolo brasileiro, cujos valores são 250, 120 e 55 mm (comprimento, largura e altura, respectivamente).

No momento atual, as obras em alvenaria de blocos industrializados podem ser definidas como: "são construções formadas por blocos industrializados de diversos materiais, suscetíveis de serem projetadas para resistirem a esforços de compressão única ou ainda a uma combinação de esforços, ligados entre si pela interposição de argamassa e podendo ainda conter armadura envolta em concreto ou argamassa no plano horizontal e/ou vertical" (ABCI [1]).

Alvenaria estrutural é aquela dimensionada por cálculo racional, que considera os conceitos teóricos da Resistência dos Materiais.

A alvenaria estrutural pode ser armada ou não-armada. SABBATINI [2], afirma que, no Brasil, a alvenaria estrutural armada é

executada com blocos vazados de concreto ou blocos vazados de cerâmica, com armadura nos vazios e envolta por graute (concreto com pedrisco), destinada a absorver as tensões de tração e as tensões originadas da flexão.

A alvenaria estrutural não-armada é executada com blocos sílico-calcários, blocos cerâmicos ou blocos de concreto, maciços ou perfurados, composta unicamente por blocos, juntas de amarração e armadura construtiva ou de amarração. As tensões de tração devem ser minoradas ou, se possível, evitadas.

Segundo SABBATINI [2], no Brasil, tem-se empregado com maior frequência, a alvenaria estrutural armada com blocos de concreto. Os principais motivos que levaram a esta preferência são: maior influência da tecnologia americana, onde é mais comum a alvenaria armada, pioneirismo da alvenaria armada, maior quantidade de indústrias produtoras de blocos de concreto, mais adequados à alvenaria armada, problemas patológicos apresentados pelos primeiros edifícios de alvenaria estrutural não armada.

Os tipos de blocos fabricados no Brasil para alvenaria estrutural são: de concreto, cerâmicos, sílico-calcários e de concreto celular autoclavado, sendo os de concreto os mais utilizados atualmente.

Nas construções em alvenaria estrutural, as paredes têm múltiplas funções, conferindo simultaneamente: rigidez estrutural, proteção térmica, acústica e ao fogo. Podem conferir ainda funções estéticas e arquitetônicas.

A alvenaria estrutural é indicada particularmente para as construções que têm a área subdividida em um grande número de salas, de pequenas e médias dimensões, as quais se repetem em cada pavimento. Os tipos de construção que mais se adequam a essas características são: escolas, hotéis e edifícios residenciais.

1.1 HISTÓRICO

A alvenaria foi o principal sistema de construção até o início do século XX. Atualmente, o tijolo cerâmico é o mais antigo dos materiais de construção manufaturados, ainda em uso. Desde a antiguidade, a alvenaria tem sido explorada intensamente como

estrutura de suporte de edifícios de grande altura. Como exemplos, pode-se citar: a pirâmide de Queops, com aproximadamente 2.300.000 blocos de pedra, o Farol de Alexandria, com altura estimada de 183 m e a construção de castelos na Idade Média.

Embora a alvenaria venha acompanhando o homem desde os seus primórdios, somente a partir do início deste século foi que começou a ser utilizada com os princípios científicos da Engenharia. Até então, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente. A concepção estrutural era intuitiva.

A espessura das paredes de alvenaria eram definidas através de regras práticas empíricas. Para edifícios, por exemplo: "a espessura mínima de parede com tijolos maciços deve ser 30 cm para uma edificação de um pavimento, e deve-se somar 10 cm à espessura da parede para cada andar adicional" (ABCI [1]).

Um marco importante na história da alvenaria estrutural foi o edifício "Monadnock", construído em Chicago entre 1889 e 1891. Com 16 andares e 65 m de altura, sua estrutura em alvenaria era constituída por paredes de 1,80 m de espessura na base.

A partir do início deste século, com o advento do concreto armado e do aço estrutural, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura, a alvenaria ficou relegada às construções de pequeno porte.

Porém, no início da década de 50, a alvenaria estrutural renasceu. Após inúmeras pesquisas experimentais, o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basileia em 1951, um edifício de 13 andares (41,4 m de altura), em alvenaria não-armada, com paredes resistentes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm.

Em 1966, em Denver, Estados Unidos, foi construído em zona sísmica o primeiro edifício de grande altura (mais de 8 pavimentos) em alvenaria estrutural.

Em 1967, em Austin, Texas, foi realizado o primeiro congresso internacional sobre o tema. Após esse evento, a alvenaria estrutural começou a se tornar reconhecida como uma estrutura racional e precisa.

Conforme SABBATINI [2], "este reconhecimento hoje é indiscutível e isso deve ser creditado ao grande volume de pesquisas teóricas e experimentais, desenvolvidas na Europa (principalmente) e nos Estados Unidos durante os últimos 30 anos. Como resultados obteve-se:

- a) Criação de uma teoria moderna de estruturas de alvenaria, fundamentada em uma base experimental sólida;
- b) Codificação dos novos resultados teóricos e experimentais, sob a forma de códigos modernos de construção;
- c) Progresso na fabricação de novos materiais de alvenaria;
- d) Progresso na técnica da construção ".

Segundo SCHNEIDER & DICKEY [3], "a alvenaria é a mais antiga forma de construção do homem, e certamente a menos entendida. Tal desconhecimento levou a um sério mau emprego do material, através de inadequados ou inexistentes procedimentos de projeto. Hoje entretanto, devido à considerável soma de informação e dados disponíveis, como as propriedades do material e o desempenho estrutural das paredes de alvenaria, técnicas seguras de projeto e procedimentos de execução são conhecidos".

Hoje, os altos edifícios em alvenaria estrutural variam de 12 a 22 pavimentos. É estimado em 40 pavimentos o limite teórico para a alvenaria estrutural armada (SABBATINI [2]).

No entanto, de acordo com SABBATINI [2], "entre nós, a alvenaria estrutural não atingiu a maturidade. Não é ainda aceita e reconhecida como nos Estados Unidos, Canadá e Europa. Isto ocorre, entre outros motivos, porque aqui a alvenaria estrutural é dimensionada empiricamente".

No Brasil, a alvenaria estrutural de blocos de concreto começou a se desenvolver a partir da década de 70.

Os edifícios pioneiros foram os do Central Parque Lapa (1972), em São Paulo, com quatro blocos de 12 pavimentos, e o edifício Muriti em São José dos Campos, com 16 pavimentos. A partir daí, vários outros foram sendo construídos, principalmente para moradia popular.

1.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Nas construções em alvenaria estrutural, as paredes têm múltiplas funções, como vedação externa e interna, proteção

térmica e acústica, e principalmente prover estabilidade ao conjunto da construção. Essa característica da alvenaria estrutural traz, entre outras, as seguintes vantagens:

a) Velocidade de construção

Esta é uma das principais vantagens da alvenaria estrutural. Mas é imprescindível que a mão-de-obra seja treinada e que haja um adequado planejamento das etapas de construção.

b) Reparos e manutenção

Com projeto e execução adequada, a alvenaria requer pequena ou nenhuma manutenção e é extremamente econômica em termos de custo de manutenção.

c) Custo

Há economia de mão-de-obra especializada, tais como armadores e formistas. Economia também de fôrmas e de armação. No caso de edifícios construídos com alvenaria não-armada, estima-se uma economia de 20 % em relação à estrutura convencional de concreto armado.

d) Execução simplificada

As paredes de alvenaria podem ser combinadas com elementos pré-moldados tais como lajes, escadas, vergas, etc.

As instalações hidráulicas e elétricas podem ser feitas conjuntamente com as paredes, diminuindo cortes e desperdício de material.

e) Resistência ao fogo

É raro a alvenaria ser seriamente danificada pelo fogo. Não se deforma como o aço, não se fragmenta como o concreto armado e não queima como madeira.

f) Estética

Há várias possibilidades estéticas, tais como: alvenaria

aparente, cores diversas, texturas diferentes, extrema flexibilidade para dar formas em paredes, pilares, arcos, domos, etc.

As principais desvantagens são:

- a) O desempenho da alvenaria é altamente influenciado por fatores inerentes à maneira como ela é executada. A alvenaria estrutural exige constante e rigorosa fiscalização nos materiais e na mão-de-obra.
- b) A concepção estrutural inibe a destinação do edifício e condiciona o projeto arquitetônico.
- c) Vencer grandes vãos

Neste caso, pode-se reduzir esta desvantagem combinando a alvenaria com concreto armado ou estrutura metálica.

1.3 OBJETIVOS DESTE TRABALHO

O principal objetivo deste trabalho é o de fornecer análises e informações que auxiliem o projeto estrutural de edifícios de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Para que este objetivo seja alcançado, são analisados: os materiais que compõem a alvenaria estrutural, em suas características geométricas, de dosagem e de resistência, a concepção estrutural do edifício, que é um aspecto muito importante e que muitas vezes condiciona o próprio projeto arquitetônico, e o dimensionamento dos principais elementos da alvenaria estrutural: paredes, vigas, vergas e pilares. O dimensionamento destes elementos é feito com base nas normas brasileiras já existentes no campo da alvenaria estrutural; por isso toda a formulação é feita no método das tensões admissíveis.

1.4 ETAPAS DO TRABALHO

Para o projeto de edifícios em alvenaria estrutural, é imprescindível o conhecimento das características dos materiais que a compõe. Os blocos vazados de concreto, a argamassa, o graute e a

resistência da alvenaria à compressão são apresentados no capítulo 2.

Devido às peculiaridades da alvenaria estrutural, a concepção estrutural dos edifícios apresenta diferenças em relação a outras formas estruturais. No capítulo 3, são analisados diferentes sistemas estruturais, com a avaliação da estabilidade global do edifício e do colapso progressivo.

Sendo a parede o elemento mais importante da estrutura em alvenaria, o capítulo 4 apresenta suas características, resistência e parâmetros de projeto. Os pilares são também analisados.

No capítulo 5, são apresentadas formas de avaliar as ações verticais e horizontais. Métodos teóricos para a consideração da ação do vento são analisados para o projeto de edifícios.

No capítulo 6, são apresentadas as tensões admissíveis para dimensionamento da alvenaria estrutural.

O dimensionamento à compressão axial, à flexão simples e ao esforço cortante é apresentado no capítulo 7. São feitos vários exemplos de aplicação.

No capítulo 8, as paredes e os pilares são analisados quando submetidos à flexão composta normal. Exemplos são feitos para ilustrar a teoria.

Finalmente, no capítulo 9, são expostas as conclusões e sugestões para novas pesquisas.

CAPÍTULO 2

MATERIAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

A parede é o componente mais importante da alvenaria estrutural. Os elementos que formam as paredes são o bloco ou tijolo e a argamassa de assentamento (Figura 2.1a). Quando é necessária uma maior resistência da alvenaria, os vazios dos blocos podem ser preenchidos com graute (concreto com agregados de pequena dimensão máxima) e armadura (Figura 2.1b).

Construções em alvenaria podem proporcionar excelentes qualidades, como durabilidade, menor custo e estética, entre outras. Entretanto, para atingir os objetivos requeridos em projeto, é imprescindível que os materiais tenham qualidade e a fiscalização seja eficiente durante a execução.

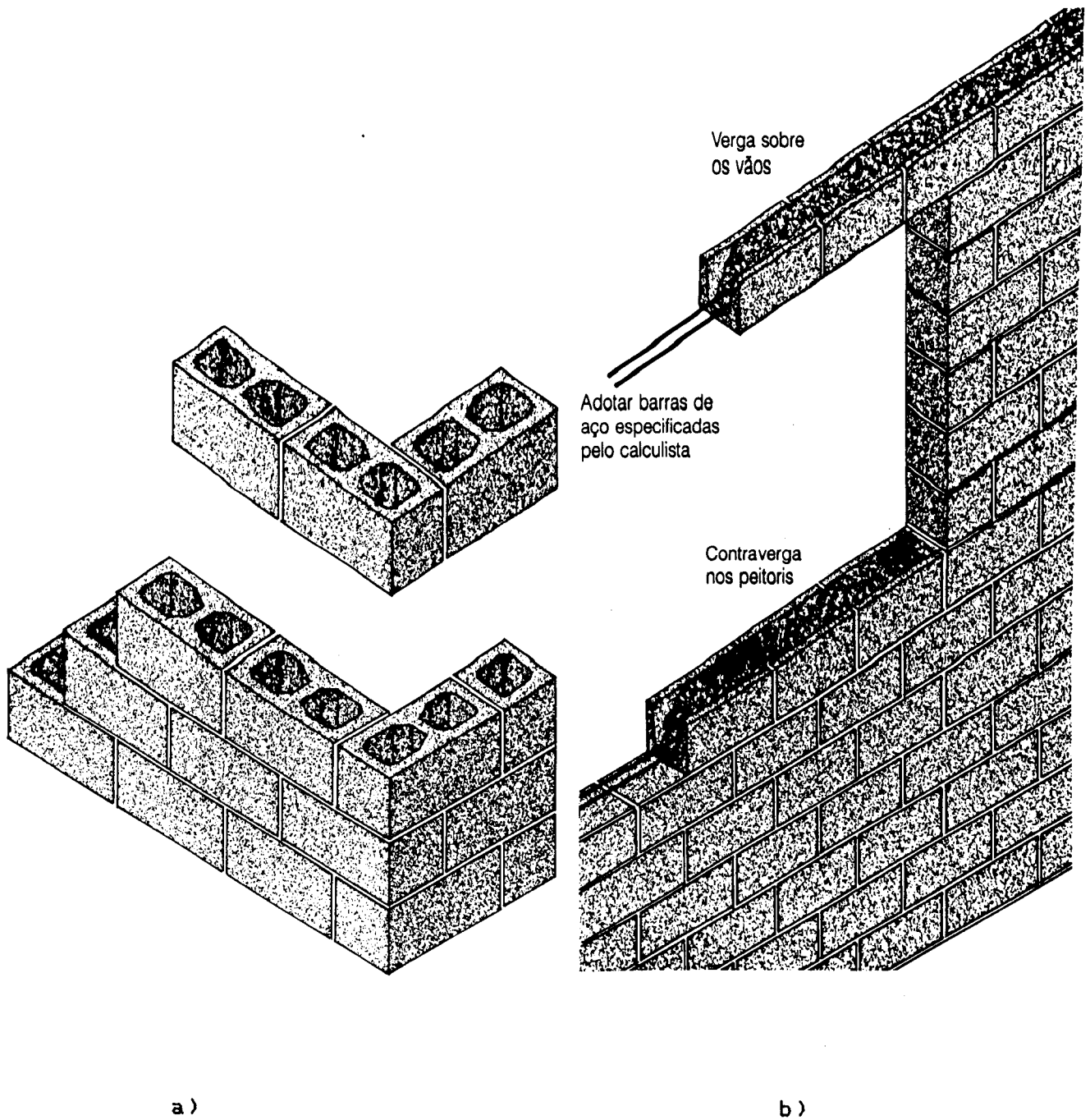


Fig. 2.1 - Paredes de alvenaria estrutural (Fonte: ABCI [1]).

2.1 BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO

A NBR 6136 [4], "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural", define bloco vazado como o "elemento de alvenaria cuja seção transversal média útil é inferior a 75 % da seção transversal bruta" (Figura 2.2). Assim,

$$A_{liq} \leq 75 \% A_{br}$$

onde:

A_{br} = área bruta, que corresponde à área total da seção transversal,

$$A_{br} = b \cdot h$$

A_{liq} = área líquida, que corresponde à área bruta menos as áreas de vazios.

$$A_{liq} = A_{br} - A_{vazios}$$

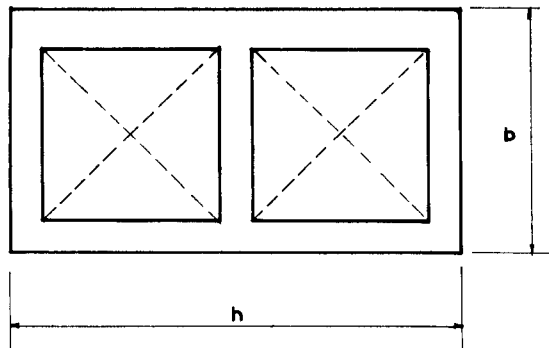


Fig. 2.2 - Bloco vazado de concreto.

Se os vazios do bloco são preenchidos com graute, a área líquida coincide com a área bruta ($A_{liq} = A_{br}$).

Para os blocos de concreto, define-se as dimensões:

- a) Dimensões reais - são as dimensões dos blocos (largura, altura e comprimento), fornecidas pelos fabricantes.
- b) Dimensões nominais - são as dimensões reais acrescidas de 1 cm (espessura média da junta de argamassa).

O bloco de concreto é constituído pela mistura de cimento Portland, agregados (diâmetro máximo menor que 1/4 da menor espessura da parede do bloco), água e, eventualmente, aditivos.

Os blocos são fabricados para utilização em paredes resistentes ou estruturais (paredes que suportam outras cargas, além do peso próprio), quando são chamados blocos estruturais, e em paredes de vedação (paredes que suportam apenas o peso próprio), quando são chamados blocos de vedação.

Neste item, os blocos vazados de concreto são analisados no que se refere às suas características geométricas e de resistência. Processos de fabricação, aspectos visuais, durabilidade, absorção, retração, efeitos da variação da temperatura, entre outras, não são analisados.

2.1.1 BLOCOS ESTRUTURAIIS

Os blocos vazados de concreto, fabricados no Brasil para fins estruturais, são especificados pela norma NBR 6136 [4].

Esses blocos são classificados em:

- a) Classe A - são os destinados à execução de alvenarias externas e que não recebem nenhum tipo de revestimento.

A resistência característica à compressão, na área bruta (ver item 2.1.4), deve ser:

$$f_{bk} \geq 6 \text{ MPa}$$

- b) Classe B - são os destinados à execução de alvenarias internas ou de alvenarias externas que recebem revestimento.

A resistência característica à compressão, na área bruta, deve ser:

$$f_{bk} \geq 4,5 \text{ MPa}$$

Tanto o bloco classe A como o classe B são fabricados em duas larguras padronizadas:

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} , \text{ denominado M-15} \\ 19 \text{ cm} , \text{ denominado M-20} \end{array} \right.$$

De modo geral, os fabricantes de bloco estrutural de concreto colocam no mercado blocos com as seguintes resistências à compressão (f_{bk}), na área bruta, em MPa:

4,5 ; 6 ; 8 ; 10 e 12.

Alguns fabricam também com resistência intermediária, como 7, 9, 11 e 13 MPa. Sob consulta, blocos com outras resistências podem ser fabricados. O limite máximo de resistência fica de 20 a 25 MPa.

A Figura 2.3 mostra os blocos estruturais e a Tabela 2.1 fornece as suas dimensões.

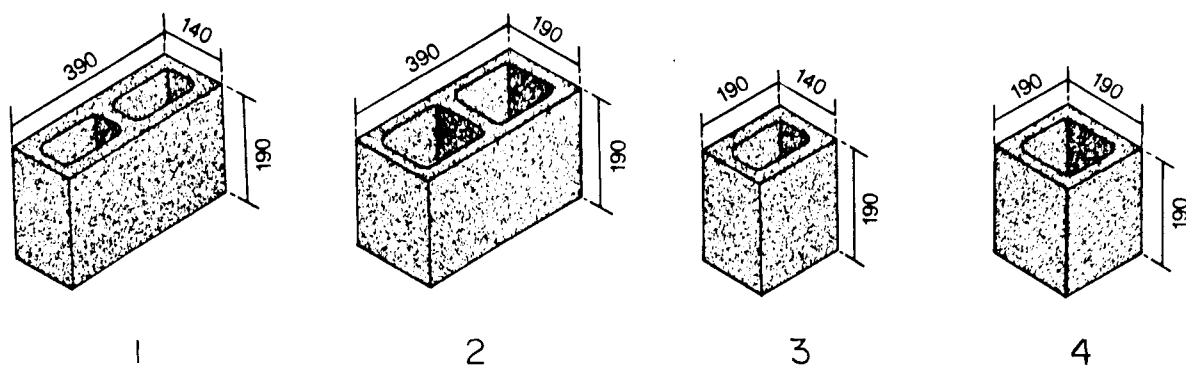


Fig. 2.3 - Blocos estruturais de concreto (Fonte: ABCI [1]).

TABELA 2.1 - Dimensões dos blocos estruturais de concreto.

TIPO	Dimensões (cm) larg/alt/comp	Área Bruta A_{br} (cm ²)	Área Líquida A_l (cm ²)	Área Vazada A_v (cm ²)
Bloco	(1) 14x19x39	546	271	275
	(2) 19x19x39	741	371	370
Meio Bloco	(3) 14x19x19	266	145	121
	(4) 19x19x19	361	202	159

As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos são de ± 3 mm.

A espessura mínima das paredes do bloco deve ser a indicada na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 - Espessura mínima das paredes dos blocos (medidas em mm).

Designação	Paredes longitudinais ⁽¹⁾	Paredes transversais	
		Paredes ⁽¹⁾	Espessura equivalente ⁽²⁾
M-15	25	25	188
M-20	32	25	188

NOTAS:

(1) Média das medidas de três blocos tomadas no ponto de menor espessura;

(2) Soma das espessuras de todas as paredes transversais do bloco (em mm), dividida pelo comprimento do bloco (em metros).

2.1.2 BLOCOS CANALETA, JOTA E ESPECIAIS

Os blocos canaleta são utilizados principalmente em vigas, cintas, vergas e contra-vergas.

A Figura 2.4 mostra os blocos canaleta e a Tabela 2.3 fornece as suas dimensões.

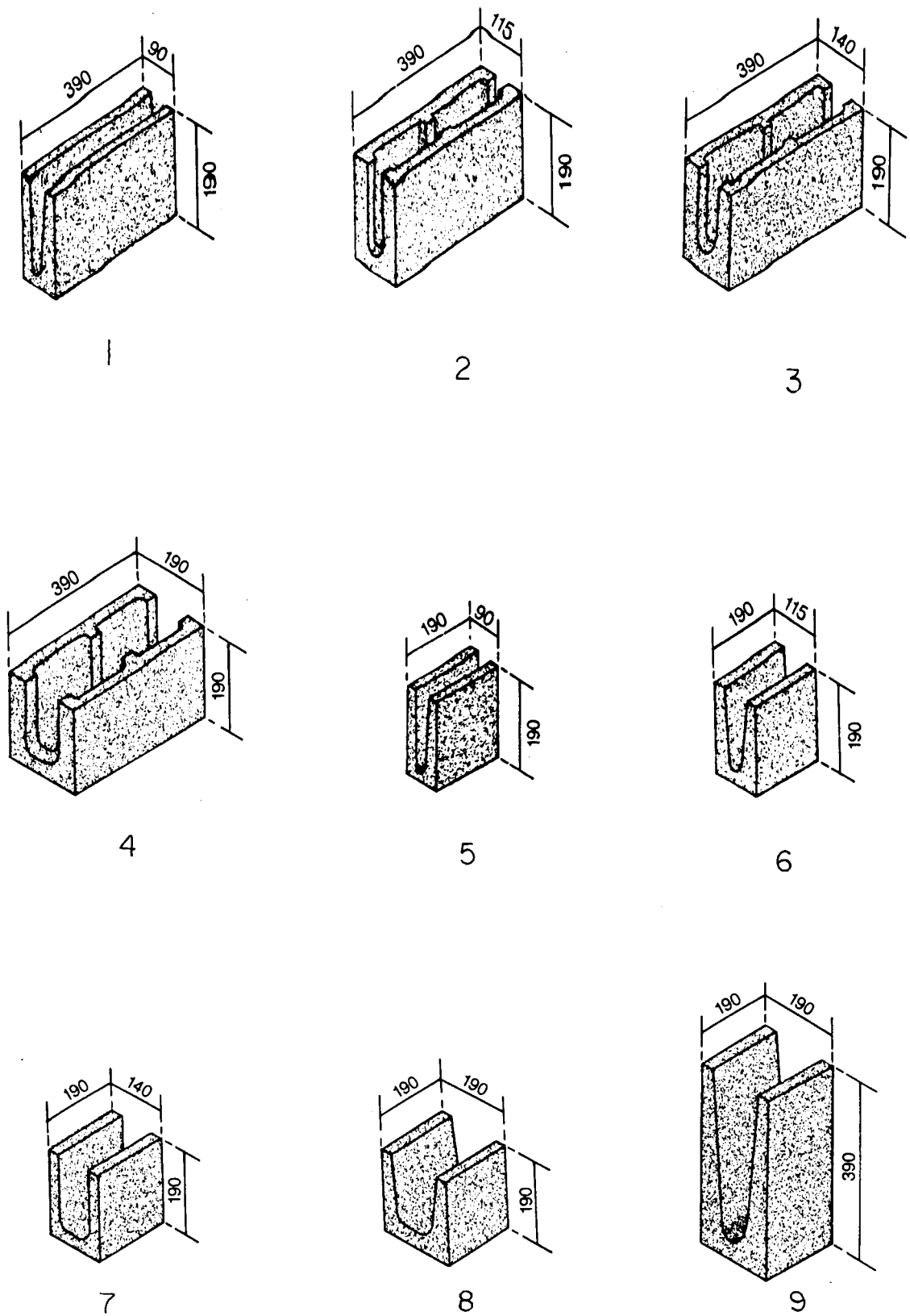


Fig. 2.4 - Blocos canaleta de concreto (Fonte: ABCI [1]).

TABELA 2.3 - Dimensões dos blocos canaleta.

TIPO	Dimensões(cm) larg/alt/comp	Área Bruta A_{br} (cm ²)	Área Líquida A_l (cm ²)	Área vazada A_v (cm ²)
Canaleta	(1) 9x19x39	351	156	195
	(2) 11,5x19x39	452	227	225
	(3) 14x19x39	546	233	313
	(4) 19x19x39	741	261	480
Meia Canaleta	(5) 9x19x19	171	76	95
	(6) 11,5x19x19	220	83	137
	(7) 14x19x19	266	116	150
	(8) 19x19x19	361	132	229
	(9) 19x39x19	361	132	229

Os blocos jota são utilizados para apoio de lajes de piso. São geralmente grauteados em conjunto com a laje.

A Figura 2.5 mostra os blocos jota e a Tabela 2.4 fornece as suas dimensões.

TABELA 2.4 - Dimensões dos blocos jota de concreto.

Dimensões(cm) larg/alt/comp
(1) 9x19x14x19
(2) 9x25x19x19
(3) 14x19x7x19
(4) 14x19x12x19
(5) 14x26x19x19
(6) 14x29x19x19
(7) 14x32x19x19
(8) 19x19x7x19
(9) 19x26x19x19
(10) 19x27x19x19

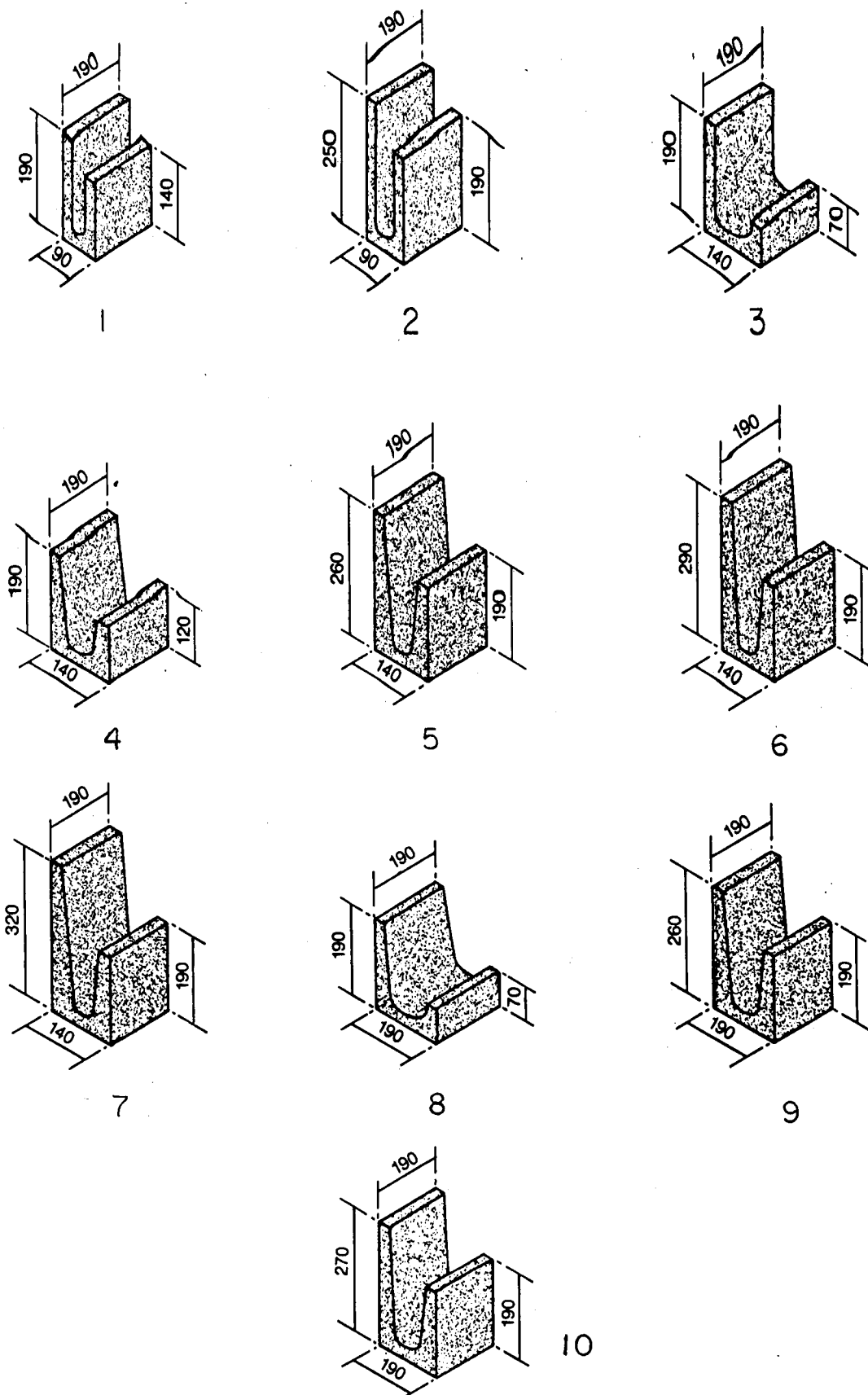


Fig. 2.5 - Blocos jota (Fonte: ABCI [1]).

Os blocos especiais têm função estética e construtiva.

A Figura 2.6 mostra os blocos especiais e a Tabela 2.5 fornece as suas dimensões.

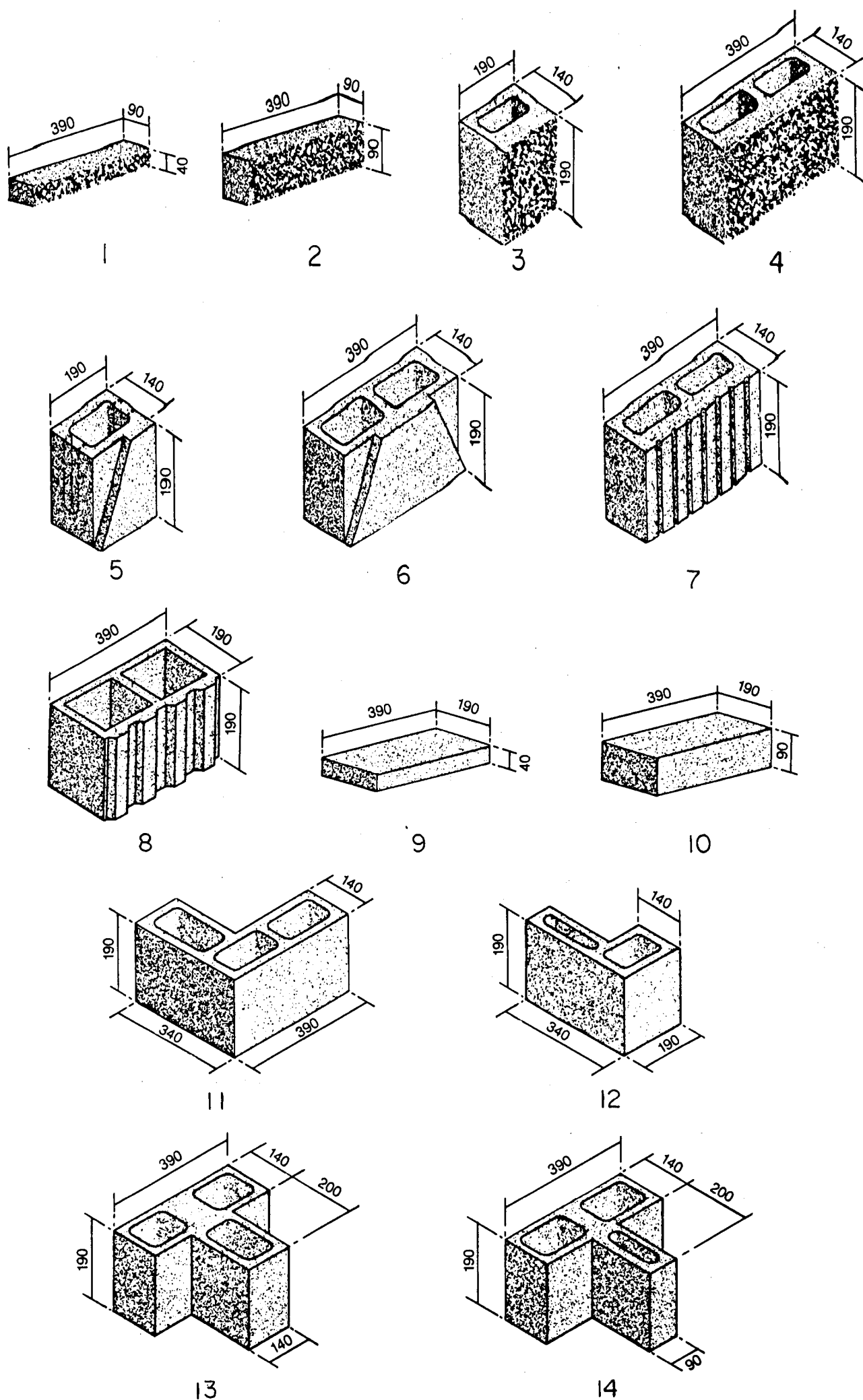


Fig. 2.6 - Blocos especiais (Fonte: ABCI [1]).

TABELA 2.5 - Dimensões dos blocos especiais.

TIPO	Dimensões (cm) larg/alt/comp
Split	(1) 9x4x39
	(2) 9x9x39
	(3) 14x19x19
	(4) 14x19x39
Shadow	(5) 14x19x19
	(6) 14x19x39
Especial	(7) 14x19x39
	(8) 19x19x39
Lajota	(9) 19x4x39
	(10) 19x9x39
L	(11) 14x19x34x39
	(12) 14x19x19x34
T	(13) 14x19x39x20x14
	(14) 14x19x39x20x9

Na especificação dos tipos de blocos a serem utilizados na construção, é aconselhável a consulta aos fabricantes para a garantia de disponibilidade.

2.1.3 BLOCOS DE VEDAÇÃO

Os blocos não estruturais, ou de vedação, são especificados pela NBR 7173 [5] "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria sem função estrutural".

Os blocos de vedação têm função arquitetônica, não sendo utilizados para paredes estruturais ou resistentes.

A Figura 2.7 mostra os blocos de vedação e a Tabela 2.6 fornece as suas dimensões.

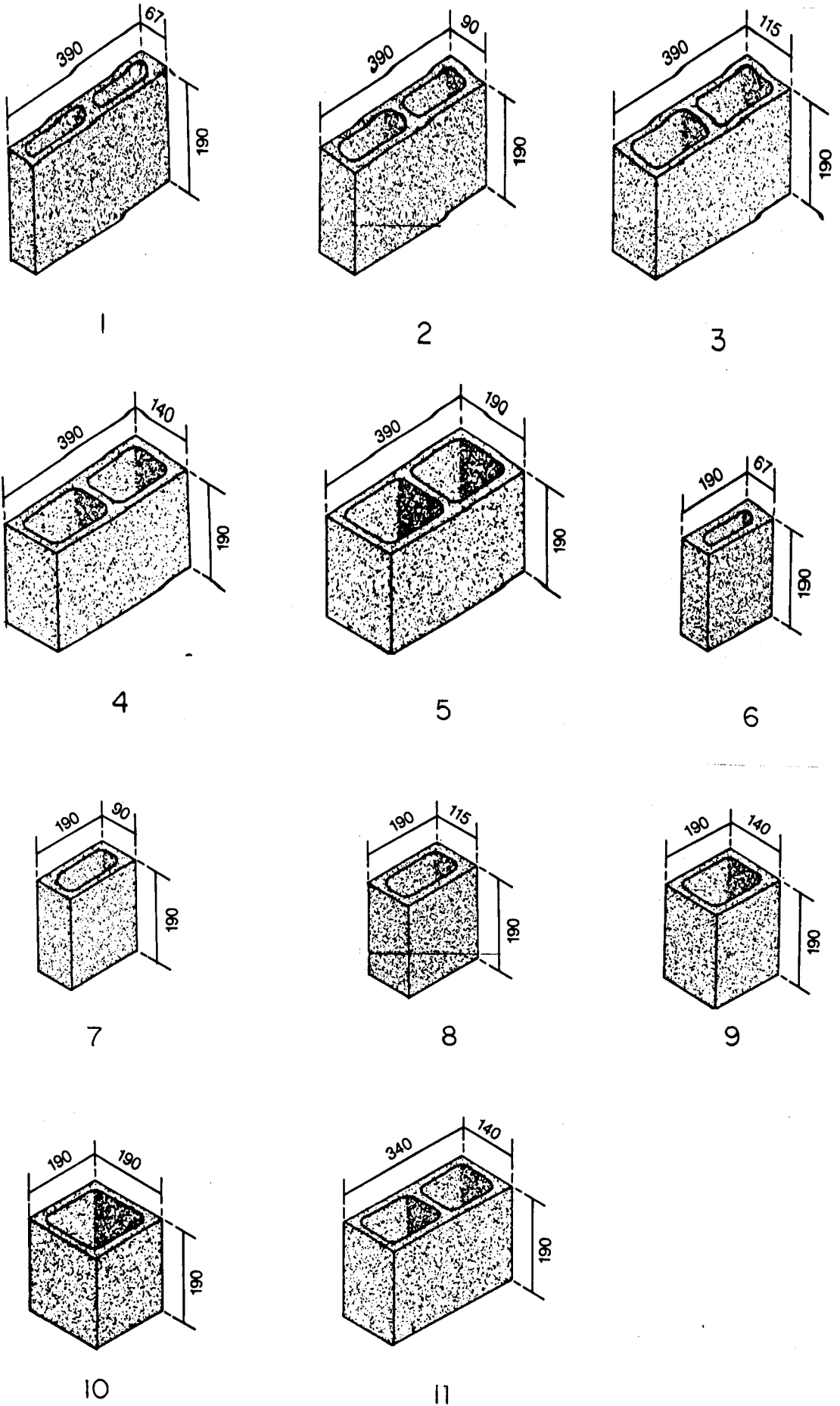


Fig. 2.7 - Blocos de vedação de concreto (Fonte: ABCI [1]).

TABELA 2.6 - Dimensões dos blocos de vedação de concreto.

TIPO	Dimensões (cm) larg/alt/comp	Área Bruta A_{br} (cm ²)	Área Líquida A_l (cm ²)	Área Vazada A_v (cm ²)
Bloco	(1) 6,7x19x39	261	166	95
	(2) 9x19x39	351	178	173
	(3) 11,5x19x39	452	216	236
	(4) 14x19x39	546	271	275
	(5) 19x19x39	741	359	382
Meio Bloco	(6) 6,7x19x19	127	86	41
	(7) 9x19x19	171	92	79
	(8) 11,5x19x19	220	101	119
	(9) 14x19x19	266	145	121
	(10) 19x19x19	361	171	190
—	(11) 14x19x34	476	245	231

As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos são de + 3 e - 2 mm. A espessura mínima de qualquer parede do bloco é de 15 mm.

A resistência característica à compressão deverá ser de:

$$f_{bk} \geq 2,5 \text{ MPa, para a média da amostra (ver NBR 7173 [5]);}$$

$$f_{bk} \geq 2 \text{ MPa, para um bloco.}$$

Salientamos a existência de outros tipos de blocos de vedação, tais como os cerâmicos, os sílico-calcários e os de concreto celular autoclavado.

2.1.4 VALOR CARACTERÍSTICO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

É admitida a curva de distribuição normal para as resistências à compressão dos blocos, sendo o valor característico estimado pela expressão (NBR 6136 [4]):

$$f_{bk} = f_b - t \cdot S_n$$

onde:

- f_{bk} = resistência característica do bloco à compressão, em MPa;
- f_b = resistência média dos blocos ensaiados à compressão, em MPa;
- S_n = desvio padrão calculado com os exemplares da amostra, ensaiados à compressão, em MPa;
- n = número de exemplares da amostra
- t = coeficiente de distribuição de Student, correspondente ao quantil de 5 %.

O valor característico f_{bk} indica que, dos corpos-de-prova ensaiados, 95 % terão resistência igual ou superior a f_{bk} e apenas 5 % poderão ter resistência inferior.

2.2 ARGAMASSA

A NBR 8798 [6], "Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto", define a argamassa de assentamento como sendo o "elemento utilizado na ligação entre os blocos de concreto, garantindo distribuição uniforme de esforços, composto de: cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura".

DAVISON [7] afirma que a função fundamental da argamassa de assentamento é unir as unidades de alvenaria, constituindo um todo monolítico.

A argamassa tem as seguintes funções na alvenaria:

- a) Unir os blocos entre si, tornando a alvenaria monolítica, a fim de transmitir os esforços existentes;
- b) Nivelar e posicionar de forma correta os blocos entre si;
- c) Melhorar a resistência mecânica da alvenaria;
- d) Permitir pequenas deformações e proporcionar maior elasticidade à alvenaria;
- e) Prevenir a penetração da água e do vento;

- f) Proporcionar efeitos arquitetônicos, em função do tipo de detalhe feito nas camadas de argamassa;
- g) Melhorar a resistência ao cisalhamento paralelo à parede.

SABBATINI [8] diz que a influência da argamassa na alvenaria estrutural não-armada é crítica, principalmente se a parede for externa e aparente. No entanto, no Brasil, esta influência ainda não é corretamente compreendida e a argamassa não vem sendo pesquisada como merece.

Isto ocorre porque se confunde argamassa de assentamento com a argamassa constituinte do concreto, que deve apresentar basicamente, resistência à compressão. Para a argamassa de assentamento, são fundamentais as características de trabalhabilidade, aderência e deformabilidade, tendo a resistência uma importância secundária.

CURTIN et alii [9] mostram que uma argamassa forte não produz necessariamente uma alvenaria forte, porque a resistência da argamassa não é diretamente relacionada com a resistência da alvenaria. A Figura 2.8 ilustra o fato. As resistências são mostradas relativas a uma alvenaria com argamassa 1:3 (cimento:areia).

Nos Estados Unidos, a resistência à compressão da argamassa, tipicamente medida pela compressão uniaxial de cubos de 50 mm (ASTM C 109 [10]), é uma medida relativa da qualidade da argamassa. Devido a vários fatores, por exemplo, estado de tensão, conteúdo d'água e dimensões, a resistência à compressão do cubo de argamassa não é diretamente relacionada com a resistência à compressão da argamassa na alvenaria. Os fatores básicos que afetam a resistência à compressão do cubo de argamassa, entretanto, são essencialmente aqueles que afetam o desempenho da argamassa na alvenaria, que são: proporção de cimento, cal hidratada e areia, água, tempo de mistura, características da areia, mistura e ar contido.

Assim, a resistência à compressão do cubo:

- 1) Diminui se a proporção de cal aumenta com relação à proporção de cimento e areia;
- 2) Diminui se a razão de proporção de cimento e cal diminui onde a proporção de cal mais cimento é constante com relação à proporção de areia;

- 3) Aumenta se a proporção de cimento aumenta com relação à proporção de cal mais areia;
- 4) Diminui com o aumento da relação água/cimento, independente da cal;
- 5) Diminui com o aumento de ar contido devido a aditivos ou excessivo tempo de mistura.

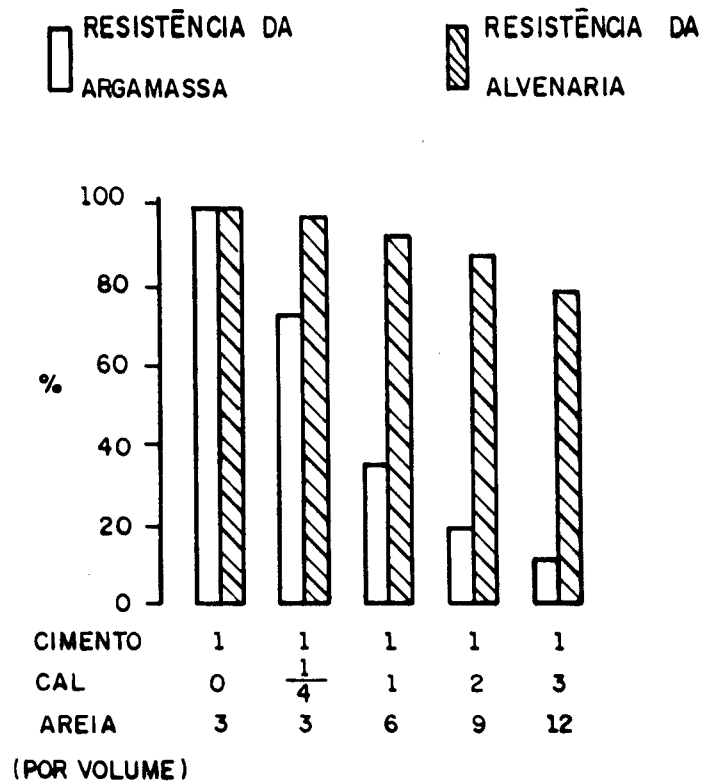


Fig. 2.8 - Comparação entre a resistência da argamassa e a resistência da alvenaria (Fonte: CURTIN et alii [9]).

Deve ser notado que a redução na resistência do cubo, causada pelos fatores listados de 1 a 4, são basicamente devido a um aumento associado do conteúdo de água para manter a trabalhabilidade. Portanto, a relação água-cimento é o fator mais importante na resistência à compressão do cubo de argamassa.

As argamassas são classificadas segundo o aglomerante que possuem, podendo ser: de cimento, de cal e mista, caso em que são utilizados o cimento e a cal conjuntamente.

As argamassas de cimento apresentam boa resistência mecânica e, assim, são indicadas para condições agressivas, sob água e outras situações. Têm como características menor trabalhabilidade e baixa elasticidade.

As argamassas de cal são indicadas quando se requer boa trabalhabilidade e alta elasticidade, mas não oferecem boa resistência e durabilidade. Para OLIVEIRA [11], as argamassas utilizadas na alvenaria estrutural devem ser as mistas, por apresentarem, como vantagem, um meio termo entre a de cimento e a de cal.

No Brasil, segundo SABBATINI [8], inexistem pesquisas que possam ser adotadas como base para a recomendação de composições-tipo de argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural não armada.

Além disso, as normas brasileiras não especificam classes de argamassa para a alvenaria estrutural.

Devido a este fato, temos que nos basear em composições de argamassa de outros países, tais como Inglaterra e Estados Unidos. Isto leva a não se ter segurança quanto à argamassa escolhida, pois qualquer composição pode não ser adequada aos materiais e à forma construtiva brasileira.

2.2.1 DOSAGEM INGLESA

A Tabela 2.7 indica as classes de argamassa recomendadas pela norma inglesa BS 5628 [12]. As proporções de mistura são para que a argamassa tenha uma mínima qualidade, para garantir que a alvenaria tenha durabilidade adequada.

TABELA 2.7 - Argamassas recomendadas na Inglaterra pela BS 5628 (proporções em volume).

Grupo de argamassa	Cimento: Cal: Areia	Cimento: Areia (com plastificante)	Resistência média à compressão aos 28 dias (ensaios de campo) MPa
i	1:0 a $\frac{1}{4}$:3	—	11,0
ii	1: $\frac{1}{2}$:4 a $4\frac{1}{2}$	1:3 a 4	4,5
iii	1:1:5 a 6	1:5 a 6	2,5
iv	1:2:8 a 9	1:7 a 8	1,0

Observações:

1) As resistências são aproximadamente equivalentes em cada grupo;

2) As proporções são para areia seca. Quando há variação na quantidade de areia (por exemplo 8 a 9), os valores maiores referem-se à areia bem graduada e os menores quando for grossa ou uniformemente fina (para obter-se trabalhabilidade);

3) Proporções para a pasta de cal: quando for empregada cal hidratada em pó na mistura, seu volume deve ser aumentado em mais de 50 %, até o necessário para se obter a trabalhabilidade adequada;

4) Materiais de acordo com as seguintes normas inglesas: cimento Portland - BS 12, cal - BS 890, areia - BS 1200, plastificante - BS 4887.

5) Ensaio de resistência à compressão - BS 4551.

Pela norma BS 5628 [12], a escolha da argamassa é condicionada pelo cálculo estrutural. A Tabela 2.8 serve como guia para a seleção da classe de argamassa, para vários tipos de construção.

TABELA 2.8 - Seleção da classe de argamassa.

Tipo de construção	Classe de Argamassa
Paredes internas	iv
Paredes externas:	
- sujeitas à umidade	iii
- não sujeitas à umidade	iv
Paredes para parapeito:	
- revestida com reboco	iv
- não revestida	iii
Parede externa em balanço	iii
Peitoril, soleira, cumeeira	ii
Muros-de-arrimo	ii
Fundações	iii

2.2.2 DOSAGEM AMERICANA

A Tabela 2.9 indica as composições de mistura para argamassas, recomendadas pela especificação americana ASTM C 270 [13].

TABELA 2.9 - Composições para argamassa.

Tipo de Argamassa	Cimento Portland	Cal	Areia	Resistência mínima à compressão aos 28 dias MPa
M	1	1/4	$2\frac{1}{4}$ a 3	17,2
S	1	1/4 a 1/2	vezes a soma dos volumes de cimento e cal	12,4
N	1	1/2 a $1\frac{1}{4}$		5,2
O	1	$1\frac{1}{4}$ a $2\frac{1}{2}$		2,4
K	1	$2\frac{1}{2}$ a 4		0,5

Observações:

- 1) Cal hidratada em pó ou em pasta;
- 2) Areia úmida e solta;
- 3) Materiais de acordo com as seguintes normas americanas: cimento Portland - ASTM C 150, cal virgem - ASTM C 5, cal hidratada ASTM C 207, areia - ASTM C 144;
- 4) Ensaio de resistência à compressão - ASTM C 91.

A Tabela 2.10 indica, segundo o ASTM C 270 [13], as classes de argamassa recomendadas para diferentes tipos de construções.

TABELA 2.10 - Classes de argamassa para as construções.

Classe	Tipo de construção
M	Alvenaria sujeita a altas forças de compressão; altas forças laterais de pressão do solo, vento, estruturas de fundação, alicerce, poço.
S	Estruturas que requerem alta resistência à flexão, mas sujeitas somente a cargas de compressão normal.
N	Uso geral nas construções acima. Porão e fundação de residências, paredes interiores de partição.
O	Paredes não estruturais, paredes de vedação.

A norma americana recomenda que, para alvenaria estrutural, seja usada a argamassa tipo M ou S, com resistência mínima à compressão de 17,2 MPa e 12,4 MPa respectivamente.

AMRHEIN [14] afirma que a mais comum proporção de mistura para as argamassas é:

Tipo	Proporção Cim:Cal:Areia
M	1:1/4:3 1/2
S	1:1/2:4 1/2
N	1:1:6
O	1:2:9

2.2.3 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA

Nenhuma norma brasileira na área da alvenaria estrutural traz proporções de mistura para argamassas de assentamento. No entanto, a NBR 8798 [6] especifica a resistência mínima à compressão axial, para as argamassas de assentamento, como sendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ak} \geq 9 \text{ MPa} \\ f_{ak} \geq f_{akj} \end{array} \right.$$

onde:

f_{ak} = resistência característica da argamassa;

f_{akj} = resistência característica à idade de j dias, expressa no projeto da obra.

Um critério para a escolha da resistência característica da argamassa é sugerida por GOMES no manual do ABCI [1], em função da resistência característica do bloco à compressão:

$$0,7 f_{bk} \leq f_{ak} \leq f_{bk}$$

2.3 GRAUTE

A NBR 8798 [6] especifica as diversas exigências na utilização do graute, definindo-o como sendo o "elemento para preenchimento dos vazios dos blocos e canaletas de concreto para solidarização

da armadura a estes elementos e aumento de capacidade portante, composto de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir trabalhabilidade e retenção de água de hidratação à mistura". Separa ainda em: graute fino, aquele cujo agregado possui dimensão máxima inferior ou igual a 4,8 mm, e graute grosso, aquele cujo agregado possui dimensão superior a 4,8 mm.

Os grautes são concretos fluídos com abatimento de 170 a 230 mm, dependendo do tipo de adensamento a ser feito. Têm por finalidade envolver e solidarizar as armaduras à alvenaria, garantindo funcionamento como estrutura armada (Figura 2.9). Além disso, o graute tem grande importância na resistência à compressão das paredes. Preenchendo convenientemente os vazios dos blocos, pode-se aumentar muito a capacidade resistente da alvenaria, sem aumento de espessura da parede ou de resistência do bloco.

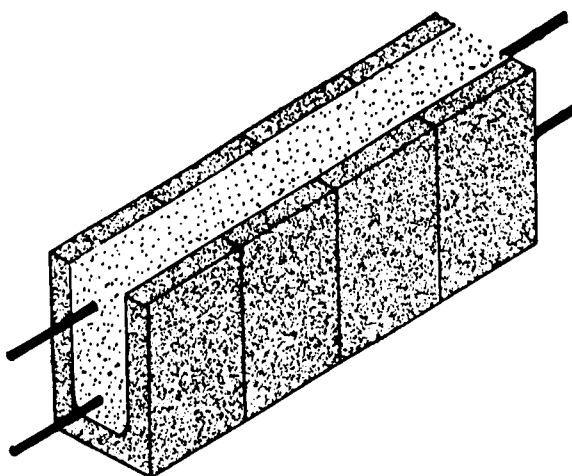


Fig. 2.9 - Bloco canaleta preenchido com graute.
(Fonte: ABCI [1]).

Para alvenaria estrutural, a NBR 8798 [6] especifica a resistência mínima à compressão axial para o graute, aos 28 dias, como sendo:

$$\begin{cases} f_{gk} \geq 14 \text{ MPa} \\ f_{gk} \geq f_{gkj} \end{cases}$$

onde:

f_{gk} = resistência característica do graute;

f_{gkj} = resistência característica à idade de j dias, expressa no projeto da obra.

Conforme a NBR 1228 [15], "Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto", nos projetos, a tensão característica do graute deve ser adotada de modo a ser satisfeita a seguinte relação:

$$f_{gk} \geq 2 f_{bk}$$

A norma americana ASTM C 476 [16] identifica o graute como fino ou grosso, dependendo da dimensão máxima do agregado usado. Graute fino deve ser usado quando a menor dimensão do furo a ser preenchido for menor que 76 mm.

A Tabela 2.11 fornece as proporções dos materiais propostos pela ASTM C 476 [16].

TABELA 2.11 - Proporções para o graute (partes em volume)

Tipo	Cimento Portland	Cal Hidratado	Agregados miúdos, medidos em estado solto	
			Fino	Grosso
Fino	1	0 a 1/10 do vol. de cimento	2 1/4 a 3 vezes a soma dos vol. de cimento e cal	
Grosso	1	0 a 1/10 do vol. de cimento	2 1/4 a 3 vezes a soma dos vol. de cimento e cal	1 a 2 vezes a soma dos vol. de cimento e cal

2.4 AÇO

O aço a ser utilizado na alvenaria estrutural deve atender às exigências da NBR 7480 [17] "Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado".

Na NBR 8798 [6], encontram-se alguns itens relativos à execução da armação, tais como emendas, montagem etc.

2.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

No estudo do comportamento mecânico das paredes resistentes de alvenaria, como estas são primariamente submetidas a esforços de compressão, a propriedade mais importante é a sua resistência à compressão. Além disso, as tensões admissíveis da alvenaria são baseadas na resistência à compressão aos 28 dias.

Além dessa propriedade, são pesquisadas também a resistência à flexão, ao cisalhamento e à tração.

2.5.1 MECANISMO DE RUPTURA

Conhecer o mecanismo de ruptura na compressão é muito importante para a avaliação da capacidade resistente das paredes de alvenaria. A ruptura ocorre com o desenvolvimento de fissuras verticais de tração e o mecanismo essencial de ruptura é amplamente aceito.

HILSDORF [18], citado por SABBATINI [19], descreve o mecanismo de ruptura da forma transcrita a seguir: "a alvenaria é um material com duas fases e ambas as fases não só têm diferentes resistências mas também diferentes características de deformação. Em geral, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade da argamassa são consideravelmente menores que os correspondentes

valores dos tijolos. Portanto, se a argamassa puder deformar-se livremente, sua deformação lateral será maior que a deformação dos tijolos... No entanto, devido à aderência e ao atrito entre a argamassa e o tijolo, a argamassa é confinada. Conseqüentemente, um estado interno de tensões desenvolve-se, o qual consiste em compressão axial e tração lateral no tijolo e compressão triaxial na argamassa (Figura 2.10). E, é unicamente este estado triaxial de compressão que faz com que a alvenaria possa ser submetida a esforços externos os quais excedem a resistência à compressão uniaxial da argamassa".

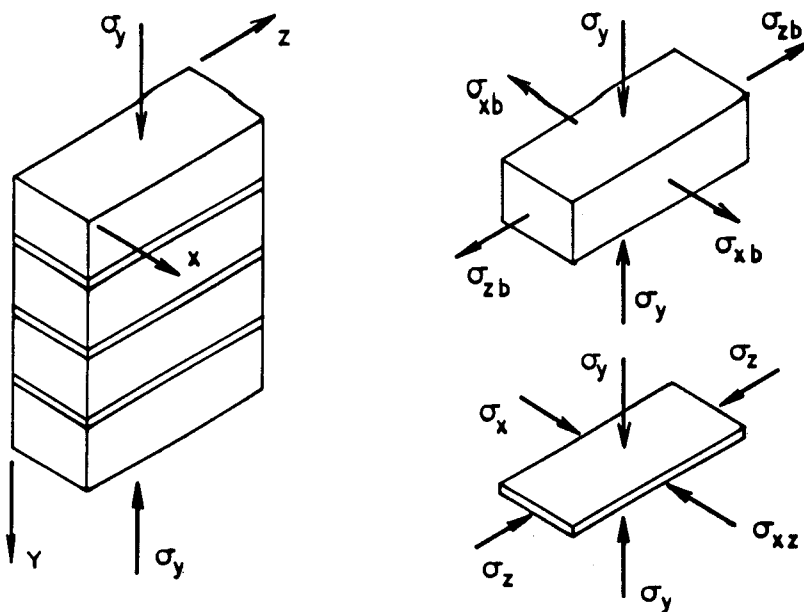


Fig. 2.10 - Tensões no tijolo e na junta de argamassa devidas à carga de compressão axial.

SAHLIN [20], resume assim: "a ruptura ocorre então devida à tração bidirecional nos tijolos, que ocasiona primeiramente fissuras verticais nos tijolos e que conduz, no estágio final, ao colapso da alvenaria".

SABBATINI [19], após o estudo de várias teorias que tentam explicar o mecanismo de ruptura da alvenaria na compressão, enumerou alguns dos fatores que afetam a resistência à compressão.

a) Resistência à tração

Quanto maior a resistência à tração dos tijolos, maior a resistência à compressão da alvenaria.

A resistência à compressão do bloco é, segundo SUTHERLAND [21], o mais importante fator condicionante da resistência à compressão da alvenaria. O bloco normalmente ocupa de 80 a 90 % do volume da alvenaria e por conseguinte, é natural esta importância.

b) Espessura da junta

Com o aumento da espessura da junta, diminui a resistência da alvenaria, pois aumenta a deformação da argamassa e consequentemente o diferencial de deformação em relação ao tijolo, o que ocasiona um aumento das tensões neste e, portanto, uma diminuição na resistência da alvenaria.

A resistência da alvenaria não é muito influenciada pela resistência da argamassa, quando esta resistência é obtida em ensaios de compressão de cilindros e de cubos. Isto porque nestes ensaios, a argamassa fica submetida a um estado uniaxial de tensões bastante diverso do estado triaxial de tensões de compressão a que ela fica sujeita na alvenaria. Ocorre que um grande aumento da resistência à compressão, no ensaio uniaxial, corresponde a um pequeno aumento da resistência da argamassa, no estado triaxial. Na verdade, o aumento observado na resistência da alvenaria com a utilização de argamassas mais fortes é consequência da menor deformabilidade destas últimas (SABBATINI [19]).

c) Relação entre altura do tijolo e espessura da junta

Quanto maior a relação entre a altura do tijolo e a espessura da junta, maior a resistência da alvenaria.

d) Tipos de tijolos e de argamassa

Para otimizar a resistência da alvenaria deve-se empregar: tijolos com pouca variação dimensional, sem fissuras e com perfurações de menor dimensão possível, argamassas de pequena deformação transversal (alto módulo de elasticidade).

2.5.2 PROCESSOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA

A resistência à compressão da alvenaria, visando o dimensionamento, pode ser determinada por três processos, os quais serão descritos em ordem decrescente de complexidade, de custos e de coerência de resultados com a realidade.

a) Ensaio de parede

São ensaiadas paredes semelhantes às que serão empregadas, ou seja, com a altura do pé-direito, que em edifícios usualmente tem-se de 2,40 a 2,80 m de altura, e largura de 2/5 a 1/2 do comprimento.

Por ser este método dispendioso em tempo e custo, ele tem sido utilizado basicamente em pesquisas.

b) Ensaio de prisma ou paredinha de alvenaria

Prismas são corpos-de-prova de pequenas dimensões, normalmente de dimensões máximas 50 x 50 cm. O ensaio de prisma está descrito no item 2.5.5.

Paredinhas são corpos-de-prova de dimensões médias, com o comprimento igual ou maior que o dobro da largura; dimensões usuais: 50 x 100 cm ou 60 x 120 cm. O ensaio está descrito no item 2.5.6.

c) Resistência do bloco e da argamassa

Alguns códigos de outros países relacionam as resistências de blocos e argamassas com a resistência à compressão da parede de alvenaria.

Nos Estados Unidos, o código UBC [22], seção 2405, do Estado da Califórnia, especifica que a resistência à compressão da alvenaria (f_m) deve ser adotada de acordo com um dos processos seguintes:

a) Testes de prismas

Testes aos 28 dias de um conjunto de cinco prismas de alvenaria, construídos com os mesmos materiais e práticas de construção do edifício, de acordo com UBC Standard N.º 24-26.

Durante a construção, se as tensões admissíveis foram uti-

lizadas nos seus valores máximos em projeto, um conjunto de três prismas de alvenaria deve ser testado para cada 475 m² de área de parede, mas não menos do que um conjunto de três prismas por projeto.

b) Registro de testes de prismas

Quando há registros de resultados de no mínimo 30 testes de prismas de alvenaria, representativos do edifício a ser executado, a resistência à compressão da alvenaria pode ser adotada com base neste registro, mas deve ser tomada como 75 % do valor médio das resistências registradas.

Testes de prismas como no item a) devem ser feitos durante a construção.

c) Resistência do bloco

Quando nenhum dos processos anteriores são apropriados, a resistência à compressão da alvenaria pode ser selecionada na Tabela 2.12, com base na resistência à compressão do bloco de concreto. Testes de blocos e graute devem ser realizados durante a construção para cada 475 m² de área de parede construída.

TABELA 2.12 - Resistência à compressão da alvenaria, em MRa.

Resistência à compressão do bloco de concreto, f_b	Resistência à compressão da alvenaria	
	Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N
≥ 33,1	20,7	19,3
25,9	17,2	16,2
19,3	13,8	12,8
13,1	10,3	9,3
8,6	6,9	6,6

Observações:

1) A resistência à compressão da alvenaria é baseada na resistência da área total, para peças sólidas ou totalmente grauteadas, e na área líquida, para peças vazadas e não grauteadas;

2) Argamassas como as especificadas na Tabela 2.9, de cimento Portland e cal, sem aditivos;

3) Em alvenaria de blocos de concreto grauteada, a resistência à compressão do graute deve ser igual ou maior do que a resistência à compressão das unidades da alvenaria;

4) Os valores podem ser interpolados.

Pelo ACI 530.1 [23], a determinação da resistência à compressão da alvenaria pode ser feita através de testes de prismas ou de acordo com a resistência do bloco que compõe a alvenaria (Tabela 2.13).

TABELA 2.13 - Resistência à compressão da alvenaria.

Resistência à compressão do bloco de concreto, na área líquida, em MPa		Resistência à compressão da alvenaria, na área líquida, em MPa
Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N	
8,6	9,0	6,9
13,1	14,8	10,3
19,3	21,0	13,8
25,9	27,9	17,2
33,1	36,2	20,7

Observações:

1) Unidades conforme ASTM C 90, ASTM C 145 ou ASTM C 55 e testados conforme ASTM C 140;

2) A espessura da junta não deve exceder 16 mm;

3) Para alvenaria grauteada, o graute segue as exigências do ASTM C 476; a resistência do graute é determinada de acordo com o ASTM C 1019 e deve ser maior ou igual à resistência da alvenaria, mas não menos que 13,8 MPa.

2.5.3 ENSAIO DE PRISMAS

No Brasil, os procedimentos para ensaio de prismas de blocos vazados de concreto são normalizados pela NBR 8215 [24] "Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural".

Esta norma define prisma como sendo um "conjunto composto da justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, destinado ao ensaio de compressão axial" (Figura 2.11). Pode ser oco ou cheio, quando então os vazios dos blocos são preenchidos com graute.

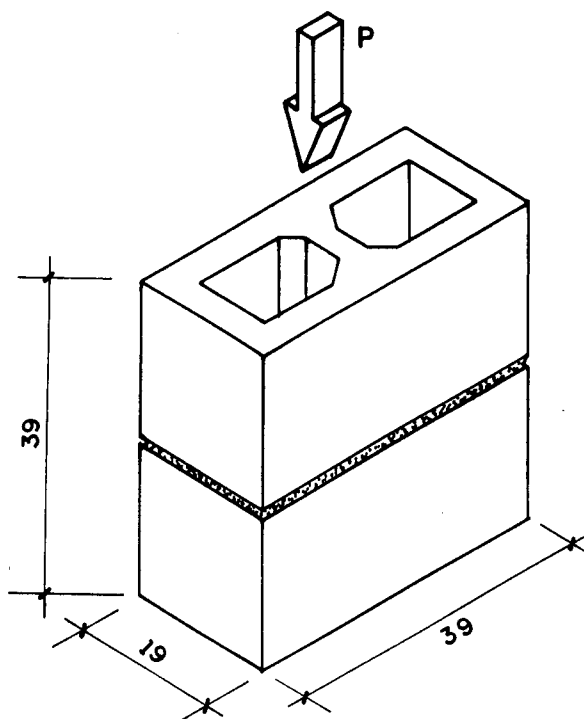


Fig. 2.11 - Prisma de alvenaria com blocos 19x19x39.

A NBR 8798 [6] define uma amostragem para uma construção da seguinte forma: "a estrutura deve ser dividida em lotes de preferência constituídos de argamassas, grautes e blocos de mesmos lotes. Na ausência destas informações, cada lote deve corresponder

aos componentes perfazendo no máximo: uma semana de produção, ou um andar, ou 200 m² de área construída, ou 500 m² de parede, prevalecendo a menor quantidade. A amostra representativa do lote deve constituir-se de no mínimo seis exemplares. Cada exemplar deve constituir-se de um ou mais prismas."

Os prismas devem ser feitos com os mesmos materiais e mão-de-obra a serem usados na construção do edifício. O assentamento deve reproduzir o mais fielmente possível as condições da obra. Isto é tão importante que é aconselhável que os trabalhadores responsáveis pela execução da alvenaria sejam levados até o laboratório para a confecção dos corpos-de-prova.

Após convenientemente preparados, os prismas são ensaiados à compressão axial, determinando-se a resistência média (f_p) de no mínimo dois corpos-de-prova por condição de ensaio (exemplar), (NBR 8215 [24]).

Os resultados devem ser relatados como a tensão obtida da divisão da carga de ruptura pela:

- a) Área líquida do bloco, no caso dos prismas ocios;
- b) Área bruta, no caso dos prismas cheios.

Experiências têm mostrado que o bloco e o graute deveriam ser aproximadamente 30 a 35 % mais fortes do que a resistência à compressão pretendida (f_p), ou seja, aproximadamente de 26 a 27,5 MPa para se atingir uma resistência de prisma de 20,5 MPa.

Ensaio de prismas permitem ao Engenheiro Estrutural saber como será o desempenho da alvenaria na prática. É muito similar aos testes de cilindros de concreto durante concretagens. Os ensaios durante a construção certificam que as resistências estão sendo satisfatórias.

2.5.4 ENSAIO DE PAREDES

As paredes têm os procedimentos para ensaio normalizados pela NBR 8949 [25] "Ensaio à compressão simples de paredes de alvenaria estrutural".

Os corpos-de-prova (paredes) devem ter dimensões que os

tornem representativos da estrutura real, de tal forma que sejam minimizadas as influências das variações das características dos materiais e da mão-de-obra na resistência das paredes. Quando não for possível representar as paredes nas suas dimensões reais, admitem-se corpos-de-prova com dimensões mínimas de 1,20 x 2,60 m (largura x altura).

Os corpos-de-prova são ensaiados à compressão axial, determinando-se a resistência média (f_{pa}) de no mínimo três paredes.

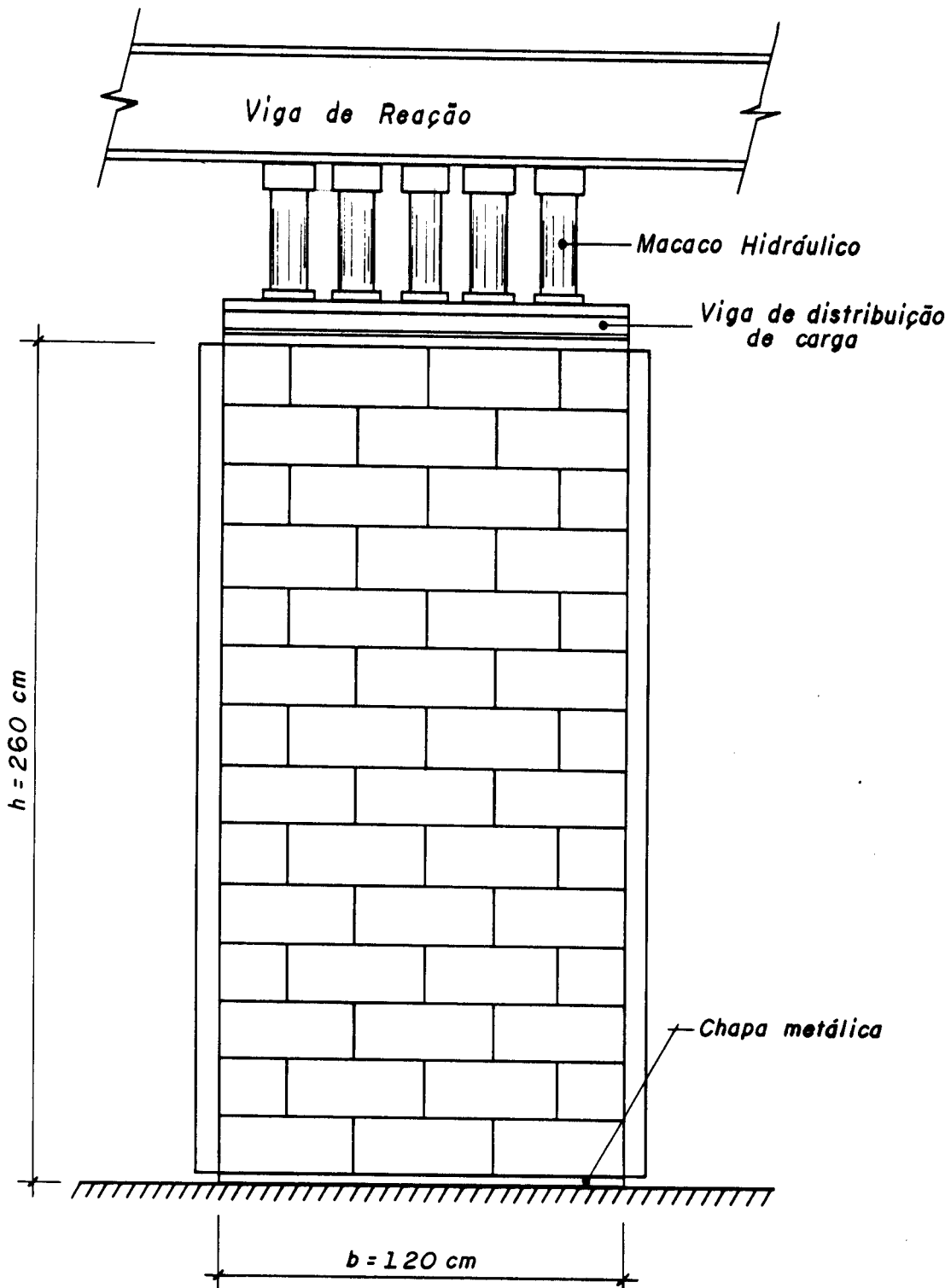


Fig. 2.12 - Parede para ensaio.

CAPÍTULO 3

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Nos edifícios de alvenaria estrutural não armada, os critérios que dirigem o projeto estrutural do edifício, segundo SOANE [26], são:

- a) a pré-compressão devida às cargas permanentes deve exceder, nas paredes resistentes, toda tração devida ao carregamento lateral do edifício;
- b) a compressão total em uma parede qualquer, resultado da somatória das cargas atuantes permanentes, variáveis na situação mais desfavorável e laterais, não deve exceder à resistência à compressão permitida.

Dos critérios acima, resulta a simplicidade da concepção estrutural do edifício: utilização de uma geometria e organização do sistema estrutural de tal maneira que sejam evitadas as tensões de tração. A estabilidade da construção e de seus elementos deve ser garantida de forma satisfatória apenas através de paredes resistentes e lajes enrijecedoras que, formando um conjunto rígido, devem resistir aos esforços provenientes das ações verticais e horizontais,

transferindo as ações resultantes, com segurança, para as fundações.

Devido ao que foi descrito acima, na fase de projeto do edifício de alvenaria estrutural, é imprescindível a atuação conjunta do arquiteto e do engenheiro estrutural. Dessa forma, o projeto final atenderá às exigências arquitetônicas e estruturais.

As hipóteses básicas para o desempenho eficiente da estrutura de um edifício em alvenaria estrutural são:

- a) a laje de piso deve funcionar como diafragma horizontal para distribuir os esforços horizontais entre as paredes estruturais. Para que isso ocorra, a laje deve ser rígida e convenientemente conectada às paredes estruturais;
- b) os efeitos de 2.^a ordem, quando existentes (ver item 3.2), devem ser considerados, mas podem ser evitados com o projeto de sistemas os mais rígidos possíveis;
- c) o cálculo do edifício é feito no regime elástico;
- d) as paredes devem ser convenientemente engastadas nas fundações e estas, por sua vez, não podem permitir rotações consideráveis que levem a esforços de 2.^a ordem e tornem inválidas as hipóteses básicas adotadas no dimensionamento.

O espaçamento das paredes resistentes, além de ser função do projeto arquitetônico, depende também do tipo de laje que será executada. Normalmente, adotam-se lajes pré-fabricadas devido à sua maior simplicidade de execução e menor custo. A laje escolhida, além de rigidez à flexão, deverá apresentar capacidade de transmitir esforços horizontais às paredes de apoio, para funcionar como diafragma rígido, como será visto no item 5.2.2.

No arranjo estrutural, não há necessidade de todas as paredes serem estruturais. Algumas paredes, escolhidas adequadamente, podem ser apenas de fechamento (paredes de vedação), apoiadas sobre a laje, outras podem acondicionar as tubulações hidráulicas (paredes hidráulicas), por exemplo.

Para alcançar a estabilidade horizontal do edifício, é necessário definir um arranjo adequado de paredes estruturais, que confirmam ao conjunto o necessário contraventamento tanto na direção x quanto na y, evitando-se grandes assimetrias (ver Figuras 3.1 e 3.2 ABCI [1]). A disposição assimétrica dos elementos resistentes poderá deslocar demasiadamente o centro de torção do centro de massas do

conjunto das paredes e do piso, originando a torção do edifício, que funciona como diafragma horizontal (ver Figura 3.2c).

Nas Figuras 3.1 e 3.2, tem-se:

CR = CT = Centro de rigidez ou centro de torção do conjunto = centro da rigidez dos elementos resistentes;

CM = centro de massas = centro de gravidade das massas do conjunto paredes mais piso;

F = força resultante devida ao vento;

e = excentricidade da força resultante do vento em relação ao CR.

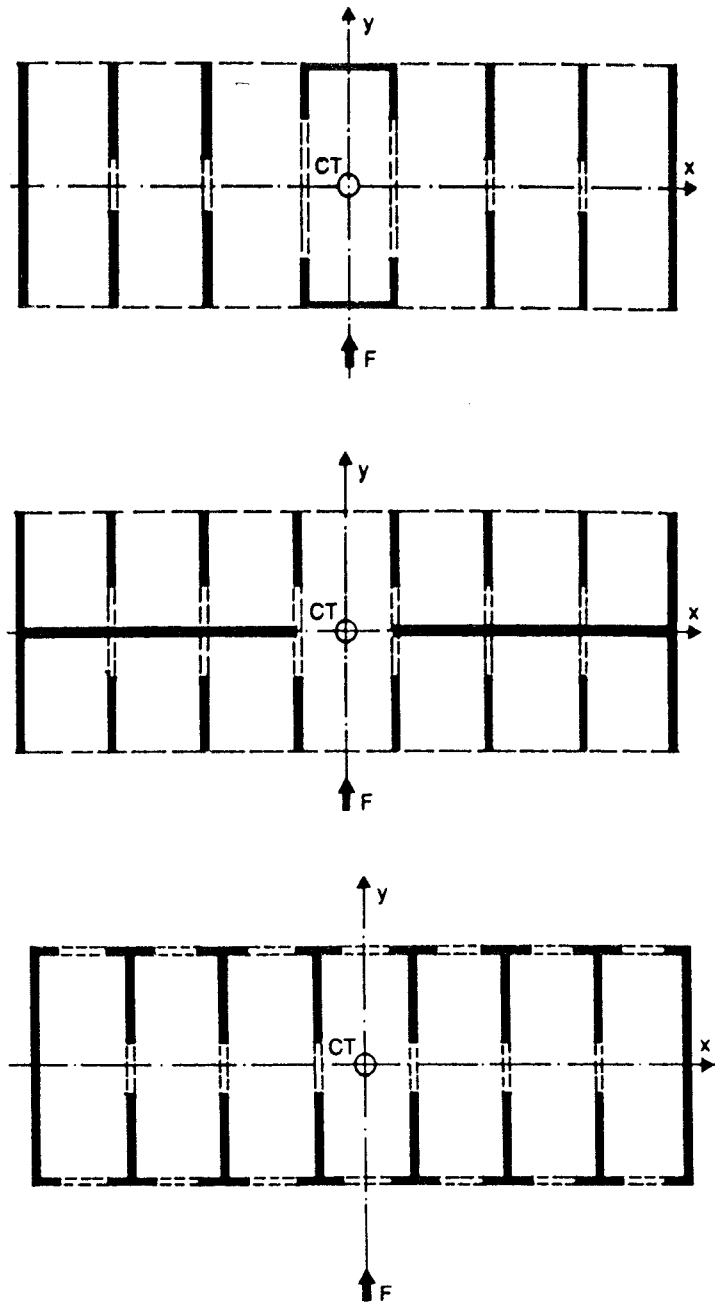


Fig. 3.1 - Arranjos estruturais (Fonte: ABCI [1]).

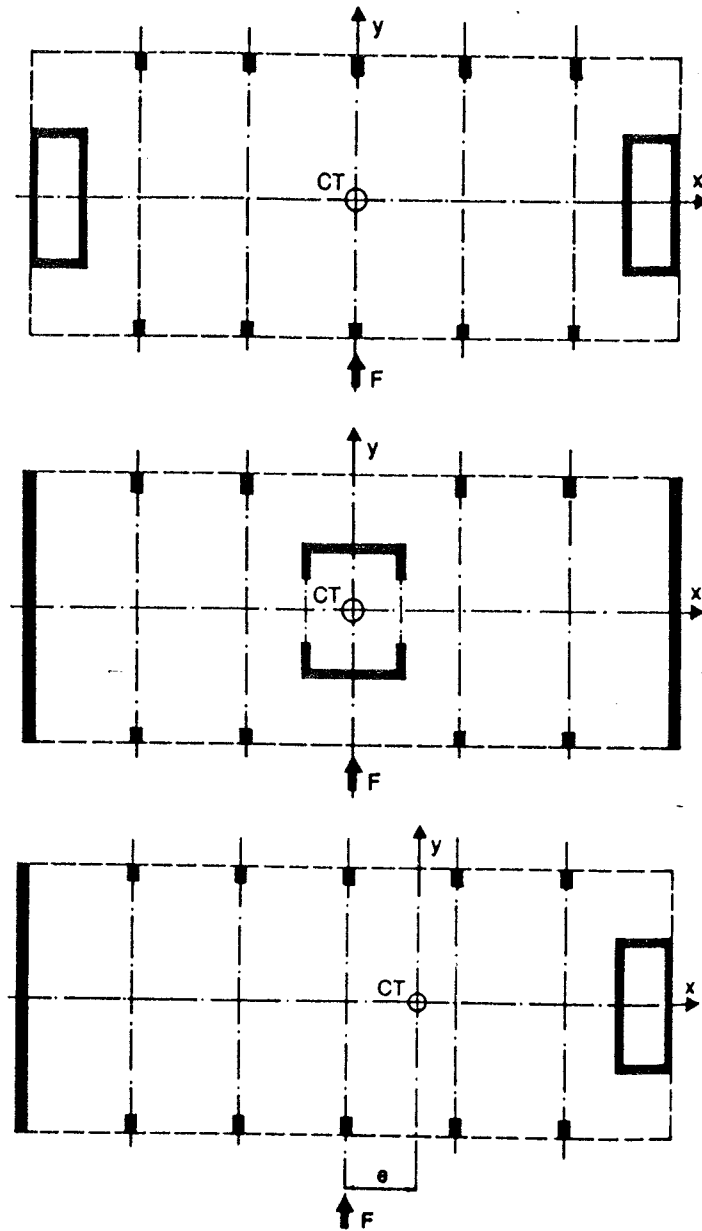


Fig. 3.2 - Outros arranjos possíveis (Fonte: ABCI [1]).

Quando necessário, é possível a realização de pilotis. Neste caso, para transmitir à fundação os esforços verticais e horizontais, as paredes resistentes devem ficar solidariamente ligadas a pórticos de concreto armado.

A Figura 3.3 (ABCI [1]) mostra um edifício sobre o pórtico de transição. Neste caso, devido ao espaçamento e à pequena dimensão dos pilares, a viga do pórtico pode necessitar de altura considerável.

Pilares com grandes dimensões possibilitam vãos e consequentemente, vigas de transição com alturas menores (Figura 3.4 ABCI [1]).

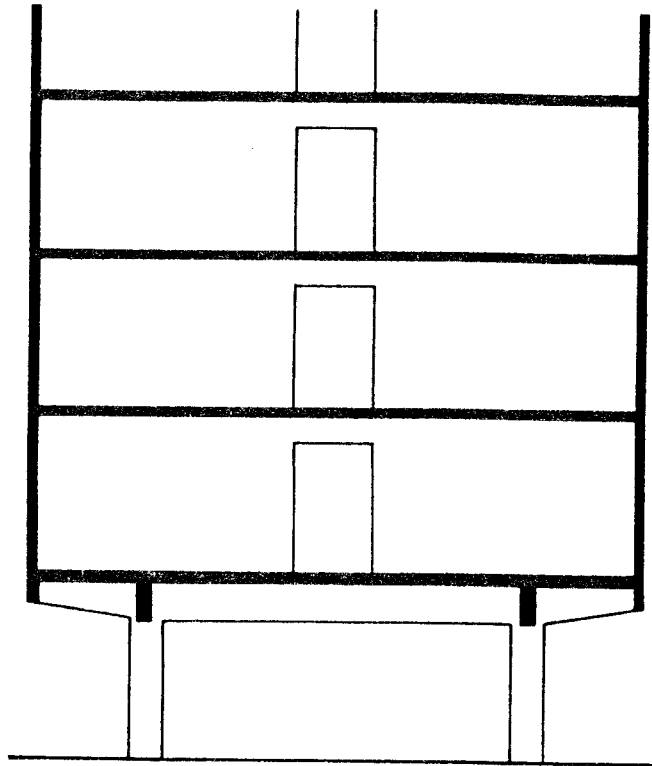


Fig. 3.3 - Edifício sobre pórtico de transição (Fonte: ABCI [1]).

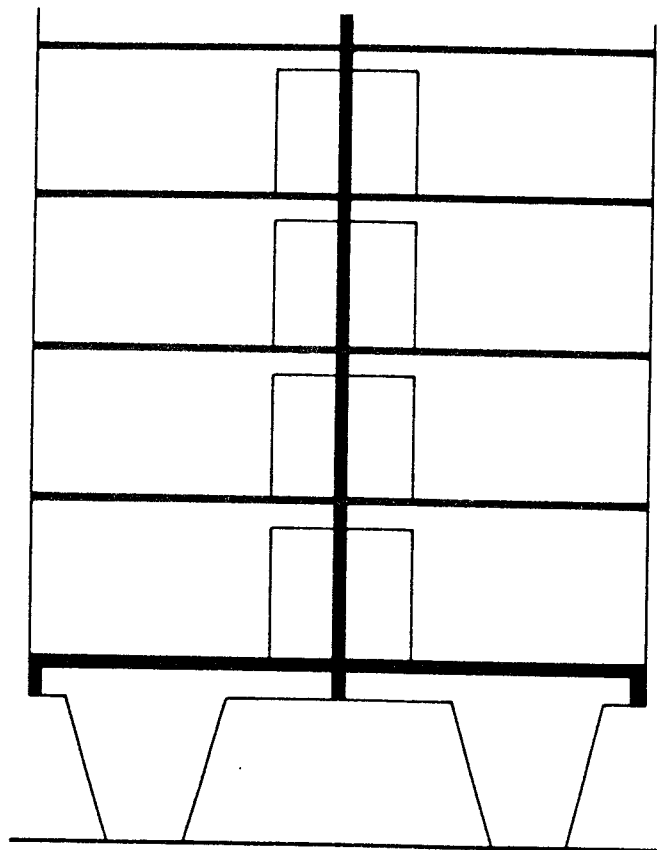


Fig. 3.4 - Edifício sobre pórtico de transição com pilares de grandes dimensões (Fonte: ABCI [1]).

3. 1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Conforme HENDRY, SINHA & DAVIES [27], há uma grande variedade de possibilidades de arranjos de paredes para edifícios em alvenaria estrutural. Uma classificação simples pode ser a seguinte:

- sistema de paredes transversais
- sistema celular
- sistema complexo

3.1.1 Sistema de Paredes Transversais

Este sistema é subdividido nos sistemas simples e duplo.

a) Sistema simples

No sistema simples, as paredes resistentes principais são transversais ao eixo longitudinal do edifício (Figura 3.5). As fachadas longitudinais podem ser de alvenaria não estrutural, caixilharia ou outros materiais.

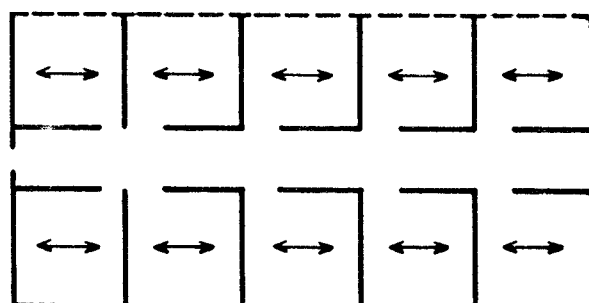


Fig. 3.5 - Sistema simples de paredes transversais.

Este sistema estrutural é um dos mais simples, para edifícios com vários pavimentos, e tem muitas aplicações. É particu-

larmente indicado para edifícios com planta retangular, que se repetem ao longo dos pavimentos. É adequado para hotéis, hospedarias, escolas, pequenos hospitais, edifícios residenciais de plantas simples (tipo COHAB e kitchenette) e edifícios de salas comerciais.

Nestes sistemas, a estrutura resultante apresenta grande rigidez às ações do vento, principalmente quando há caixas de escada e de elevador no edifício. CURTIN et alii [9] cita o exemplo de uma hospedaria em edifício de 9 pavimentos, construído com paredes de alvenaria de tijolos com apenas 102 mm de espessura em toda a altura (Figura 3.6).

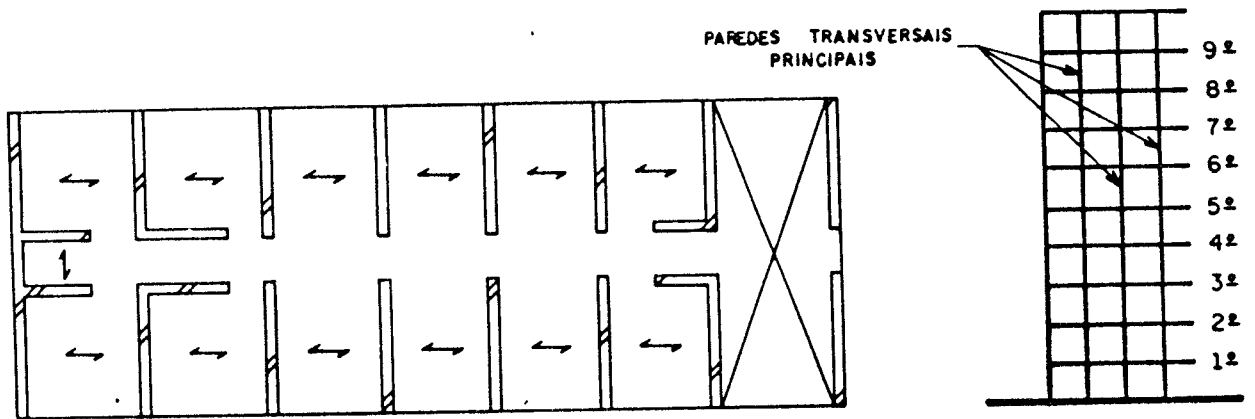


Fig. 3.6 - Edifício com 9 pavimentos no sistema de paredes transversais (Fonte: CURTIN et alii [9]).

Há a observar que em sistemas simples, as lajes trabalham predominantemente em uma direção.

Devem ser analisadas as direções lateral e longitudinal, para as ações verticais e horizontais, visando impedir a instabilidade do edifício e verificar as tensões nas paredes.

A análise do edifício para a ação horizontal devida ao vento é muito importante (Figura 3.7).

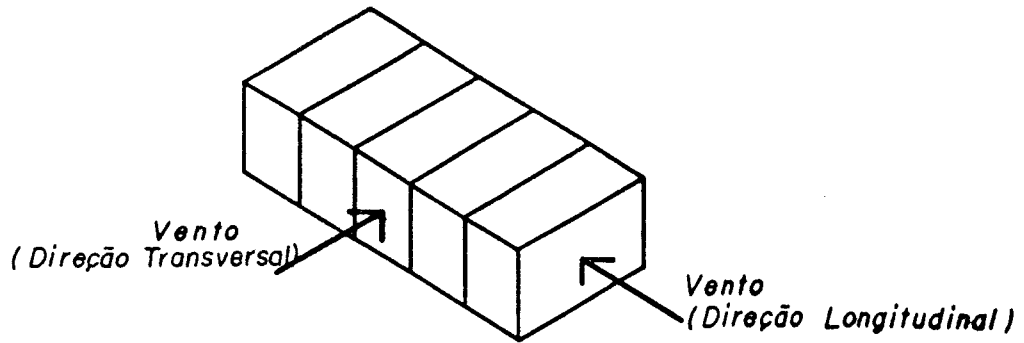


Fig. 3.7 - Ação do vento.

As paredes transversais são geralmente estáveis na direção do seu plano. Ficam sujeitas a dois carregamentos (Figura 3.8).

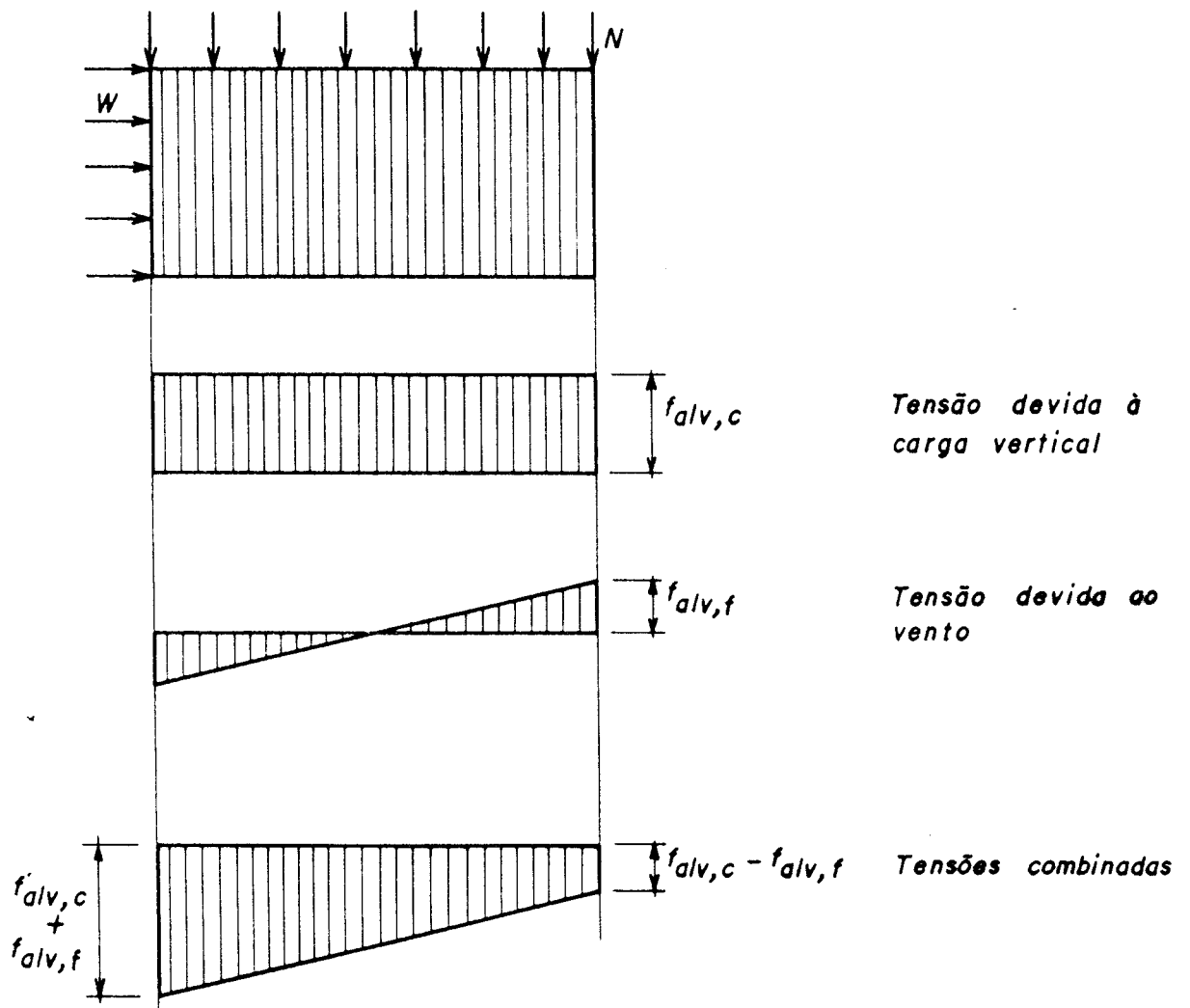


Fig. 3.8 - Paredes transversais.

Na direção longitudinal, as paredes transversais têm pouca rigidez para a carga horizontal (Figura 3.9).

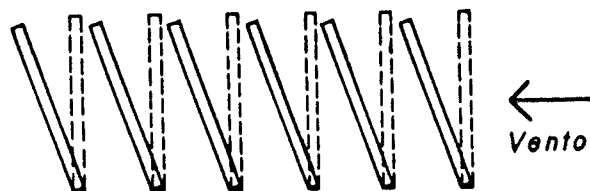


Fig. 3.9 - Vento na direção longitudinal.

Assim, é necessário prover rigidez na direção longitudinal, através de paredes nessa direção (Figura 3.10).

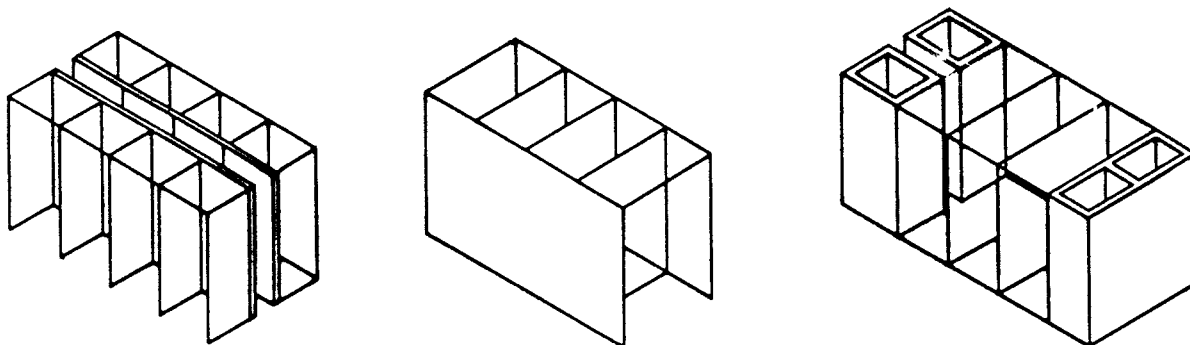


Fig. 3.10 - Paredes longitudinais no corredor, externas e formando caixas.

Edifícios com planta em forma de L, T, Y, em cruz etc. resolvem o problema de modo muito satisfatório (Figura 3.11).

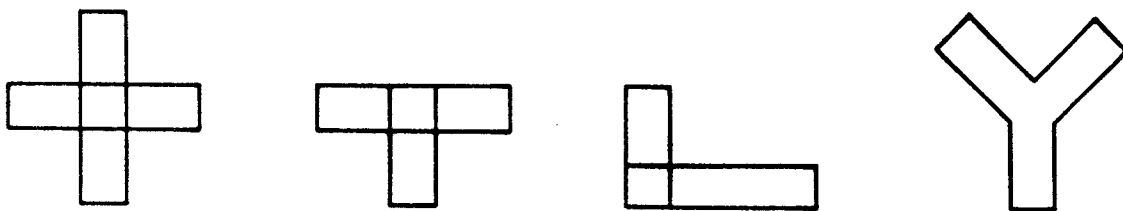


Fig. 3.11 - Plantas com rigidez nas duas direções.

As paredes externas (Figura 3.10) ficam sujeitas a altas ações do vento, que dão origem à flexão perpendicular ao seu plano, combinadas com baixa carga vertical. Tais paredes não apresentam grande resistência à flexão perpendicular e, portanto, devem ser verificadas.

b) Sistema duplo

Neste sistema, as paredes resistentes principais são paralelas aos eixos principais do edifício, em duas direções, e portanto normais entre si (Figura 3.10).

As lajes também atuam predominantemente em uma direção.

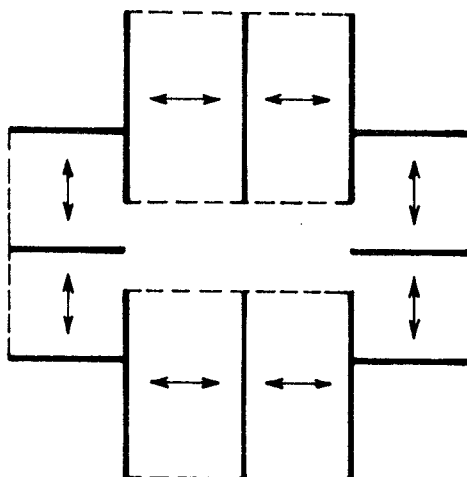


Fig. 3.10 - Sistema duplo de paredes transversais.

3.1.2 Sistema Celular

Neste sistema, as paredes internas e externas são resistentes e em duas direções, formando células contíguas (Figura 3.13). As lajes de piso podem atuar em duas direções. A estabilidade horizontal é garantida pelas paredes estruturais, nas duas direções principais.

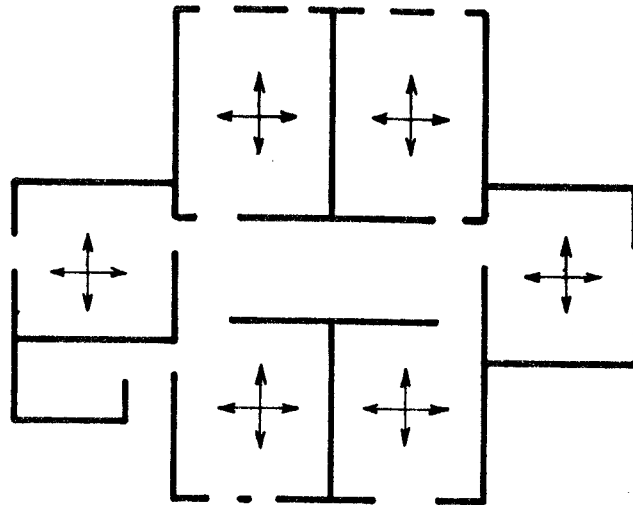


Fig. 3.13 - Sistema celular.

Este sistema é o mais resistente às forças laterais e ao colapso acidental (ver item 3.3).

CURTIN et alii [9] dizem não conhecer casos de vibração em edifícios de vários pavimentos construídos no sistema celular, o qual é particularmente indicado para áreas sujeitas a fortes ventos e a movimentos de fundação.

É indicado para edifícios de apartamentos e edifícios com planta aproximadamente quadrada.

Este sistema provê alta rigidez às forças do vento nas duas direções. As lajes de piso são geralmente armadas em duas direções, com vãos menores e, por isso, mais econômicas (Figura 3.14).

LAJE DO PISO EM
DUAS DIREÇÕES

ÁREA DE CARGA
PARA A PAREDE
INTERNA

ÁREA DE CARGA
PARA A PAREDE
EXTERNA

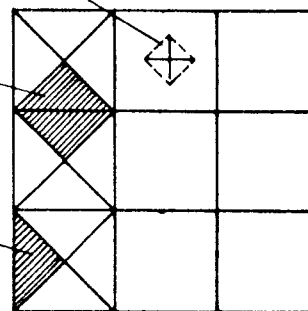


Fig. 3.14 - Laje de piso armada em duas direções.

Edifícios altos podem ser construídos com este sistema. O principal fator que afeta a altura do edifício é a estabilidade às forças do vento. CURTIN et alii [9] mostram, com um simples cálculo, que o edifício em alvenaria estrutural apresenta um grande fator de segurança contra o tombamento devido às forças do vento. Ainda assim, é necessário verificar se a rigidez do edifício é suficiente.

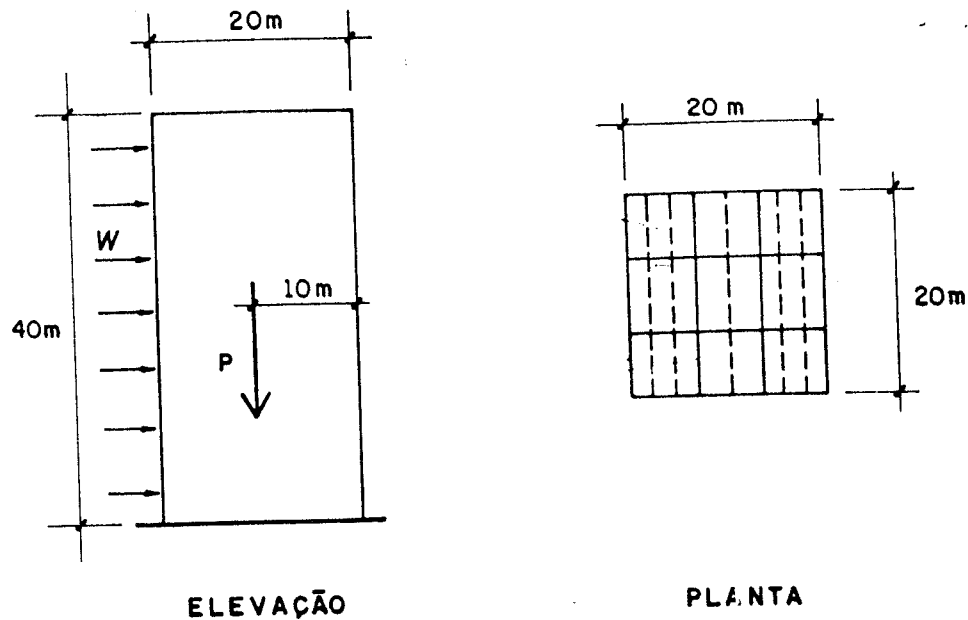


Fig. 3.15 - Estabilidade do edifício às forças do vento.

$$\text{Vento} \rightarrow W = 1 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{Área incidente do vento} = 40 \times 20 = 800 \text{ m}^2$$

$$\text{Carregamento total} = 17745 \text{ kN}$$

Estabilidade:

$$M_{\text{carreg}} = 17745 \times 10 = 177450 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{vento}} = 800 \times 40/2 \times 1 = 16000 \text{ kN.m}$$

Como se percebe, o edifício é muito estável ao esforço do vento, pois $M_{\text{carreg}} \gg M_{\text{vento}}$.

3.1.3 Sistema Complexo

É o que mescla o sistema de paredes transversais e o sistema celular. São muitas as possibilidades deste sistema (Figura 3.16).

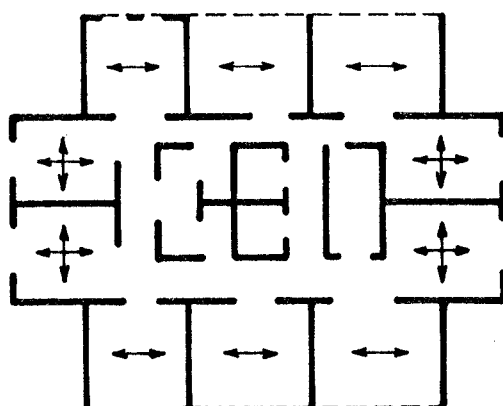


Fig. 3.16 - Sistema complexo.

A estabilidade horizontal pode ser conseguida pelo conjunto das paredes estruturais nas duas direções ou por núcleos de serviço, formados pela caixa de escada, caixa de elevador, dutos de instalações etc, que, analisados em conjunto, formam um núcleo central de grande rigidez.

Deve-se evitar sistemas excessivamente assimétricos, a fim de diminuir os efeitos de torção, como será visto no capítulo 5.

Este sistema é adequado para edifícios de apartamentos de grandes dimensões e edifícios de plantas complexas.

3.1.4 Outra Classificação

Uma outra classificação é dada por SCHUELLER [28], que subdivide o arranjo das paredes em três grupos básicos.

a) Sistema de paredes transversais

Consiste de paredes lineares paralelas, executadas perpendicularmente ao eixo longitudinal do edifício, não interferindo na fachada principal (Figuras 3.17 , 3.18 e 3.19).

b) Sistema de paredes longitudinais

Consiste de paredes lineares executadas paralelamente ao

eixo longitudinal do edifício, formando assim a fachada principal (Figura 3.20).

c) Sistema de duas direções

Consiste de paredes executadas em ambas as direções (Figuras 3.21 e 3.22).

Além disso, o edifício pode ser subdividido em partes estruturais diferentes e distintas, cada parte tendo seu sistema próprio de paredes.

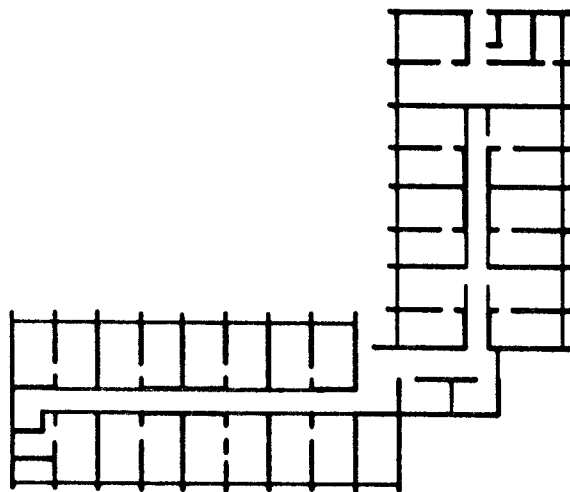
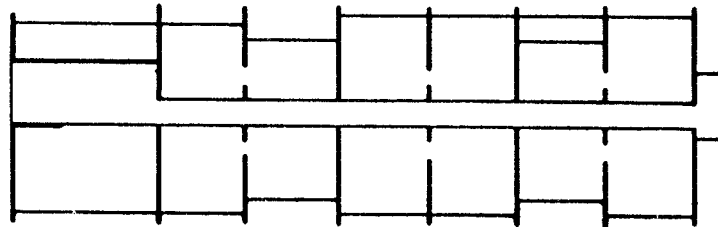


Fig. 3.17 - Sistema de paredes transversais.

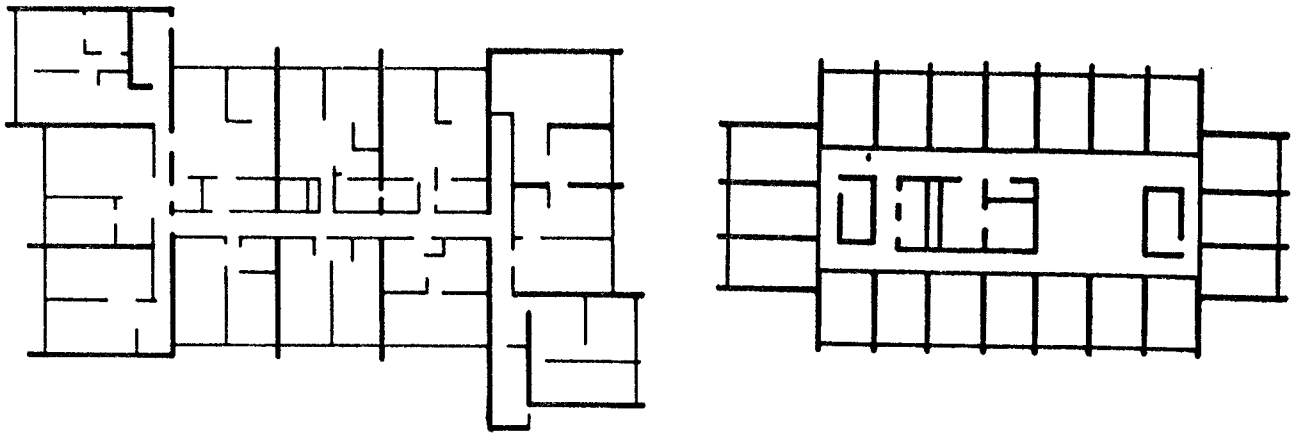


Fig. 3.18 - Sistema de paredes transversais.

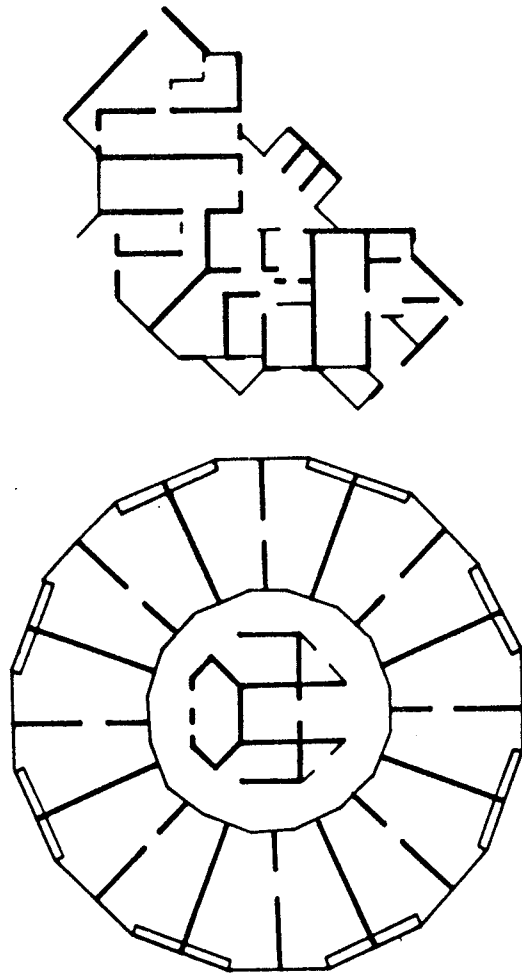


Fig. 3.19 - Sistema de paredes transversais.

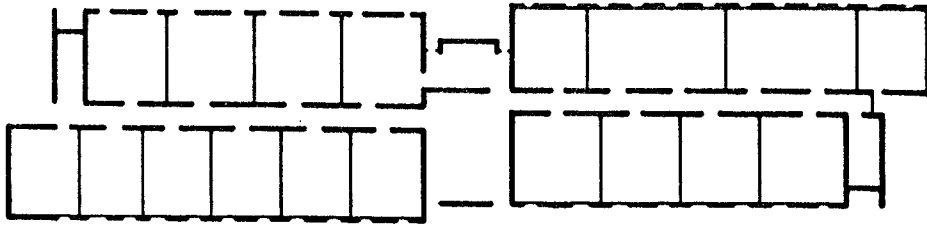
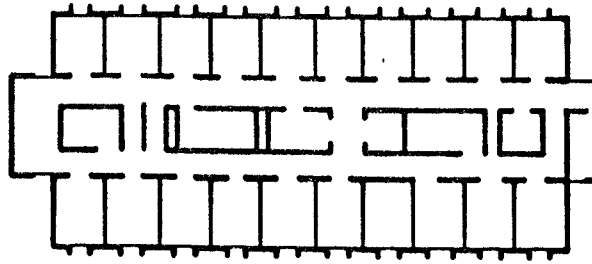


Fig. 3.20 - Sistema de paredes longitudinais.

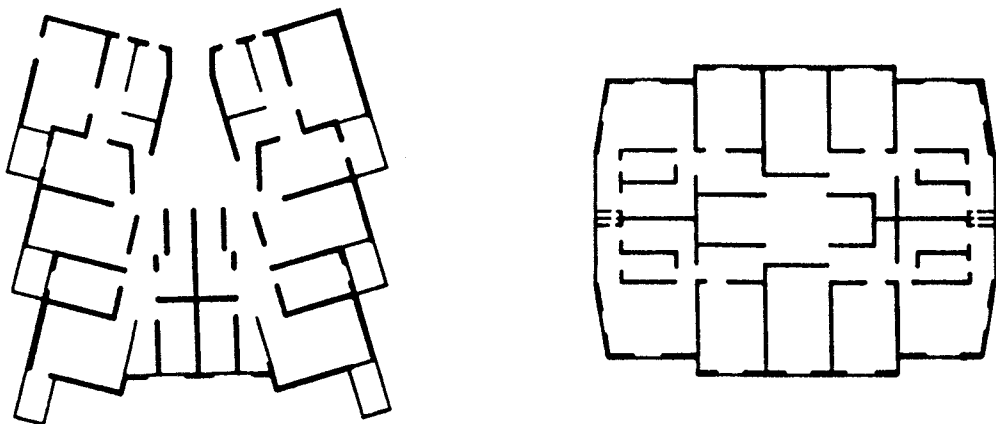
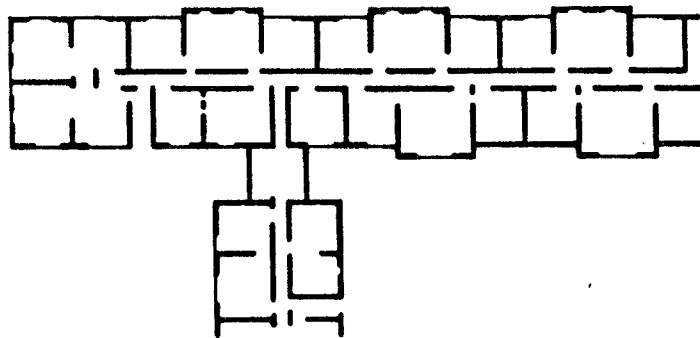


Fig. 3.21 - Sistema de duas direções.

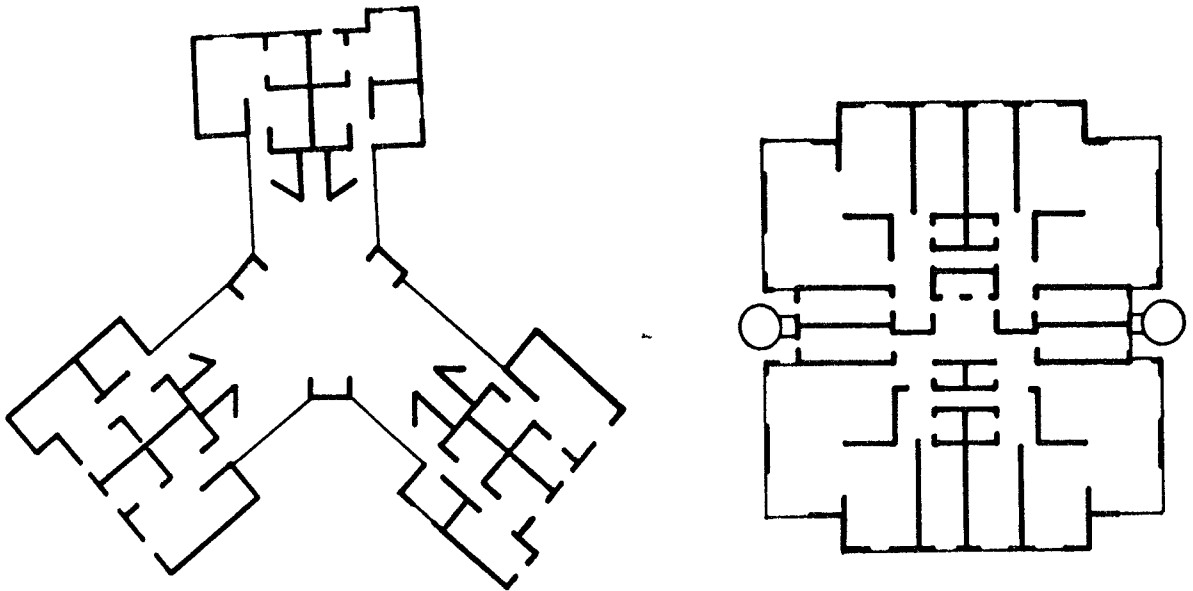


Fig. 3.22 - Sistema de duas direções.

3. 2 ESTABILIDADE GLOBAL

Após lançado o sistema estrutural do edifício, é necessário estabelecer qual a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, devidos aos deslocamentos horizontais dos nós. Uma forma para isso, é através do "parâmetro de instabilidade" (α), que avalia quando os efeitos de 2ª ordem são pequenos e podem ser desprezados.

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad \left. \begin{array}{l} \leq 0,6 \text{ para } n \geq 4 \\ \leq 0,2 + 0,1n \text{ para } 1 < n < 4 \end{array} \right\} \quad (3.2.1)$$

onde:

- α = parâmetro de instabilidade ou de estabilidade global;
- H = altura total da edificação;
- P = peso total do edifício;
- E = módulo de deformação longitudinal da alvenaria;
- I = soma dos momentos de inércia dos elementos estruturais na direção analisada;

n = número de pavimentos do edifício.

Para edifícios com planta retangular, a estabilidade global deve ser verificada nas direções x e y.

No caso em que $\alpha > 0,6$, pode-se aumentar os elementos estruturais na direção considerada, a fim de diminuir o valor de α . Caso esta ou outras alternativas não sejam possíveis, deve-se levar em conta os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento dos elementos estruturais. Um critério é dado pela norma alemã DIN 1053 [29], na qual as forças horizontais do vento são multiplicadas por um fator $K > 1$, dado por:

$$K = (1 + 1/\rho) \quad (3.2.2)$$

onde:

$$\rho = 1,275 (7,837/\alpha^2 - 1) \quad (3.2.3)$$

Para $\alpha = 0,6$ resulta $\rho = 26,48$ e $K = 1,0378$. Um acréscimo muito pequeno (3,78 %), praticamente desprezível neste caso.

Nos casos de edifícios com estrutura composta de alvenaria estrutural e concreto armado (por exemplo: caixas de elevador, caixas de escada), o produto EI pode ser separado conforme os materiais:

$$EI = E_{alv} \cdot I_{alv} + E_{conc} \cdot I_{conc} \quad (3.2.4)$$

De acordo com a NBR 1228 [15], é permitida a consideração de abas colaborantes (flanges), na avaliação da rigidez das paredes estruturais (ver item 4.6).

3.3 COLAPSO PROGRESSIVO

Colapso progressivo pode ser definido como uma ruptura local, que leva a rupturas adicionais de áreas maiores, como pisos e paredes da estrutura. Se a ruptura inicial pode ser relativamente superficial, a continuidade ou ruptura progressiva pode ser catastrófica, atingindo maiores elementos ou o completo colapso da estrutura.

Um clássico colapso progressivo foi do edifício de 22

pavimentos em concreto pré-fabricado, chamado Ronan Point, em Londres, em 1968.

Uma parte deste edifício foi completamente destruída quando, no 18º piso, painéis pré-fabricados foram implodidos pela explosão de gás, causando a perda de suporte dos pisos superiores (Figura 3.23).

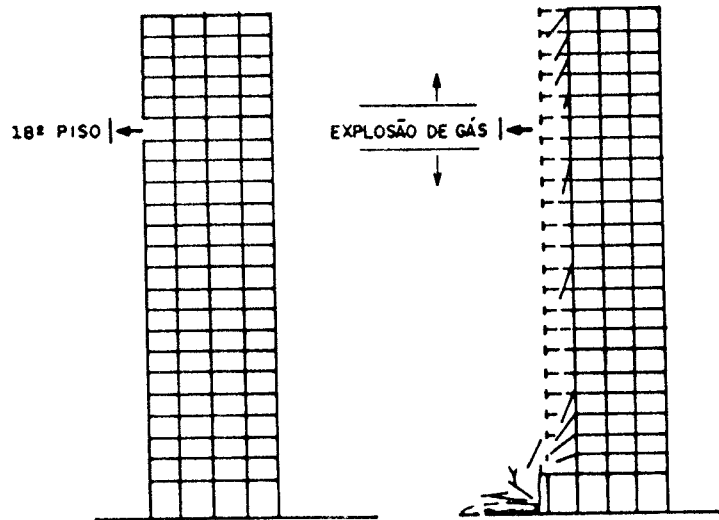


Fig. 3.23 - Desenvolvimento do mecanismo de ruptura no edifício Ronan Point (Fonte: HENDRY [30]).

Em HENDRY [30], encontra-se que há três situações particulares que podem ser críticas em relação ao dano acidental. São:

a) Caso A - onde há parede externa sem flange ou aba, ou conexão com outra parede perpendicular (Figura 3.24).

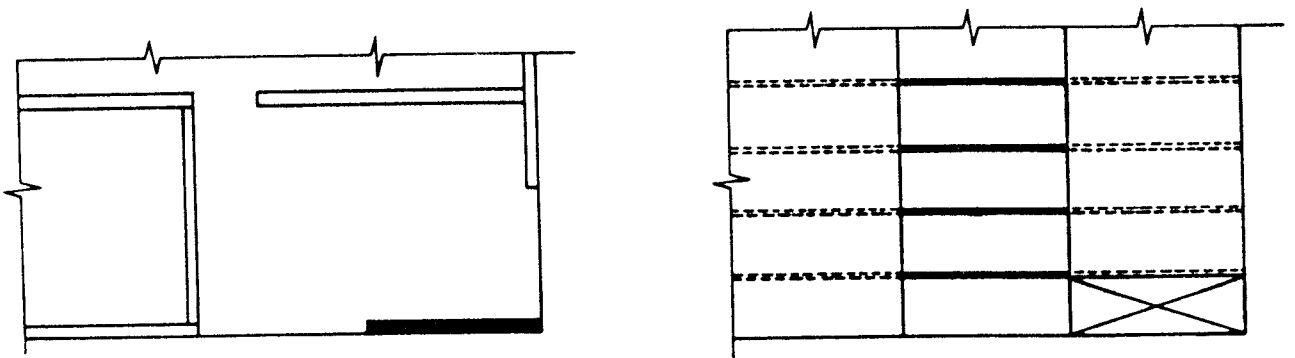


Fig. 3.24 - Caso A (Fonte: HENDRY [30]).

b) Caso B - onde há uma parede interna isolada (Figura 3.25).

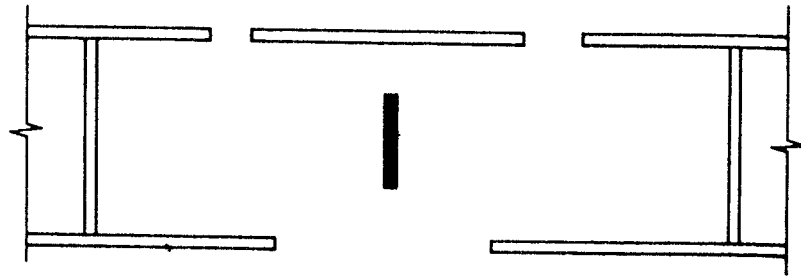


Fig. 3.25 - Caso B (Fonte: HENDRY [30]).

c) Caso C - onde a remoção da seção de uma parede impõe altas tensões normais no apoio de paredes ou flanges remanescentes (Figura 3.26).

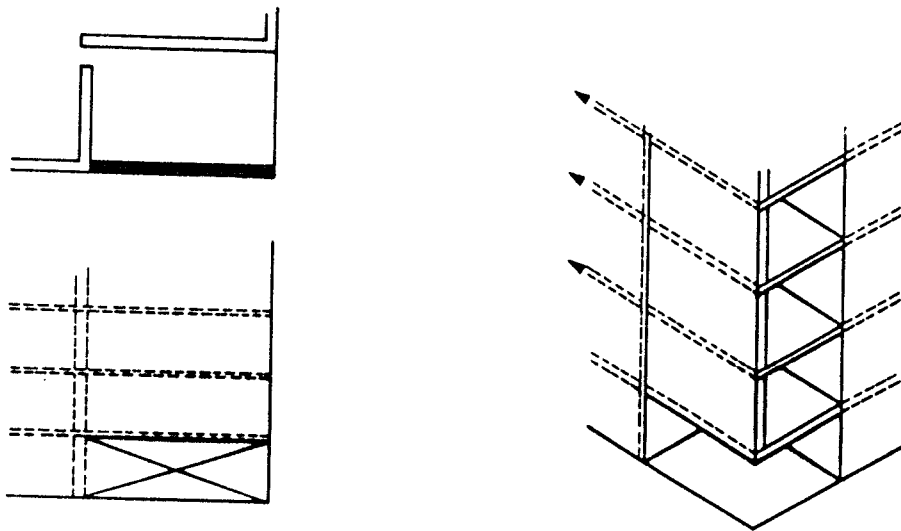


Fig. 3.26 - Caso C (Fonte: HENDRY [30]).

3.3.1 TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

São descritos três tipos em AMRHEIN [14]:

a) De cima para baixo

Este tipo de colapso progressivo pode ocorrer se um pavi-

mento superior for supercarregado pela colocação de materiais numa posição em que a laje de piso não seja capaz de suportar. O piso entraria em colapso, descarregando o material para o próximo piso, que, pelo impacto, causaria a ruptura e então o progresso para baixo na estrutura. Pode ocorrer também com a retirada prematura de pontalletes para o suporte de pisos.

b) Da base para cima

Este tipo de colapso, exposto anteriormente, ocorreu no edifício Ronan Point devido à explosão de gás.

Pode ocorrer devido à ruptura de uma coluna ou de paredes estruturais, por explosão, impacto de caminhões etc. A perda de uma parede estrutural por exemplo, levaria à perda de suporte do piso acima, e conseqüentemente à sua ruptura, e assim sucessivamente.

c) Efeito dominó ou colapso progressivo lateral

Este mecanismo de colapso pode ser facilmente entendido através da Figura 3.27.

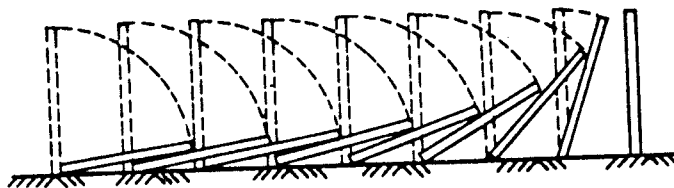


Fig. 3.27 - Colapso progressivo lateral.

3.3.2 MÉTODOS POSSÍVEIS DE PROJETO

Em HENDRY, SINHA & DAVIES [27], encontra-se que, projetar contra o colapso progressivo pode ser feito de duas maneiras:

- a) Projetar contra a ocorrência de dano acidental;
- b) Admitir a ocorrência de dano acidental e projetar contra o colapso progressivo.

O primeiro método seria evidentemente antieconômico no caso geral, mas pode ser usado para reduzir a probabilidade de ruptura local em certos casos. O risco de explosão, por exemplo, pode ser reduzido pela restrição ao uso de gás no edifício, e cargas de impacto evitadas pelo projeto de protetores apropriados. Entretanto, reduzir a probabilidade não elimina a possibilidade, e o colapso progressivo poderia ainda assim ocorrer, tanto que mais projetistas estão a favor do segundo método.

O segundo método implica que há uma razoável probabilidade de que o colapso progressivo não ocorreria na eventualidade de uma ruptura local. Obviamente, não é econômico projetar para evitar o colapso progressivo devido a toda ruptura local possível no edifício; assim, a gravidade da extensão de uma ruptura local deve ser considerada. Por exemplo, a extensão da ruptura local em uma parede externa pode ser maior do que em uma parede interna. Neste sentido, diferentes países tendem a seguir diferentes normas com respeito a esta decisão.

Após a decisão de qual ruptura local poderá ocorrer, é necessário analisar o edifício para determinar a probabilidade de colapso progressivo. Três métodos são viáveis:

- a) Análise tridimensional da estrutura;
- b) Análise bidimensional de seções do edifício;
- c) Aproximação pavimento por pavimento.

Os primeiros dois métodos requerem uma análise por Elementos Finitos.

O terceiro método é conservativo. Deve-se assumir a remoção de um elemento estrutural em um pavimento e, em seguida, fazer-se uma estimativa da estabilidade residual para cada pavimento.

A norma inglesa BS 5628 [12] distingue os edifícios em duas classes: classe 1, os edifícios de quatro pavimentos (incluindo o subsolo) ou menos, e classe 2, os edifícios de cinco pavimentos (incluindo o subsolo) ou mais. Em relação à limitação de dano acidental de edifícios da classe 1, a norma não faz recomendações especiais. Já para edifícios da classe 2, recomenda a avaliação da estabilidade residual e da extensão do dano depois da eliminação de algum elemento resistente, como definido na Tabela 3.1, ou, alternativamente, a prescrição de amarração vertical ou horizontal ou ambas na estrutura.

TABELA 3.1 - Elementos resistentes.

Tipo de elemento resistente	Extensão
Viga	Vão livre entre apoios ou entre um apoio e a extremidade de um elemento.
Coluna	Altura livre entre apoios laterais horizontais.
Laje ou outro piso e estrutura de cobertura (nota 1)	Vão livre entre apoios e/ou apoios temporários ou entre um apoio e a extremidade de um elemento.
Parede incorporando um ou mais apoios laterais (nota 2)	Comprimento entre apoios laterais ou entre um apoio lateral e a extremidade da parede.
Paredes sem apoios laterais	Comprimento não excedendo $2,25h$ em qualquer ponto ao longo da parede (para paredes internas). Comprimento pleno (para paredes externas).

NOTAS:

1) Podem ser colocados apoios temporários para lajes, ou uma divisória capaz de suportar a solicitação da carga.

2) Podem ser providos apoios laterais para as paredes pela intersecção de parede ou parede de canto, pilares, enrijecimento de uma seção da parede ou elementos estruturais e suportes apropriados.

3.3.3 USO DE TIRANTES

A norma BS 5628 [12] requer a utilização de tirantes como uma forma de limitar os danos acidentais.

São várias as formas possíveis de tirantes, que são descritas a seguir.

3.3.4 Tirante Vertical

Podem ser paredes ou colunas contínuas, ancoradas da fundação ao telhado. Os tirantes verticais devem estender-se do nível da cobertura até a fundação. Devem ser muito bem chumbados em cada extremidade e em cada nível de laje e qualquer união deve ser capaz de transmitir as forças de tração solicitantes.

Note que uma vez que a ruptura do tirante vertical deva ser limitada ao pavimento onde o dano ocorreu, tem sido sugerido que este seja independente em cada altura de pavimento, portanto, preferivelmente escalonado do que contínuo.

O valor da força no tirante é dado pela equação:

$$T = \frac{34 A}{8000} \left(\frac{h}{t} \right)^2 \quad (3.3.1)$$

com

$$T \geq 100 \text{ kN/m} \times L$$

onde:

T = força no tirante, em N;

A = área da seção transversal horizontal, em mm²;

h = altura efetiva da parede ou coluna, em mm;

t = espessura efetiva da parede ou coluna, em mm;

L = comprimento da parede, em mm.

A espessura mínima de uma parede maciça deve ser de 150 mm e a resistência à compressão característica mínima da alvenaria é 5 N/mm². Devem ser posicionados no máximo 5 m entre centros ao longo da parede e 2,5 m no máximo de uma extremidade sem restrições de qualquer parede.

3.3.5 Tirante Horizontal

Tirantes horizontais são divididos em quatro tipos e o critério de projeto é diferente para cada um.

A força básica no tirante horizontal (F_t) em kN, é definida como:

$$F_t = 20 + 4 N_p \quad (3.3.2)$$

com

$$F_t \leq 60 \text{ kN}$$

sendo N_p = número de pavimentos.

a) Tirantes perimetrais

São colocados dentro de 1,2 m da borda da laje de piso ou telhado ou no perímetro da parede. A força no tirante, F_t , é dada pela Equação 3.3.2 e os tirantes devem ser ancorados em cantos reentrantes ou mudanças de direção.

b) Tirantes internos

São projetados para vãos em ambas as direções e devem ser ancorados em tirantes perimetrais ou tirantes contínuos como paredes ou colunas. Para simplificar a especificação da força no tirante, é introduzido F'_t tal que:

$$F'_t = \frac{F_t \cdot L_a}{5} \frac{G_k + Q_k}{7,5} \quad (3.3.3)$$

onde:

F'_t = força no tirante, em kN/m;

$G_k + Q_k$ = é a soma das cargas características permanentes e impostas, em kN/m²;

L_a = é o menor de:

i) a maior distância em metros na direção do tirante, entre os centros de colunas ou outros membros verticais estruturais, se esta distância é transposta por uma laje simples ou por um sistema de vigas e lajes, ou;

ii) $5 \times$ altura livre do pavimento (h) (Figura 3.28).

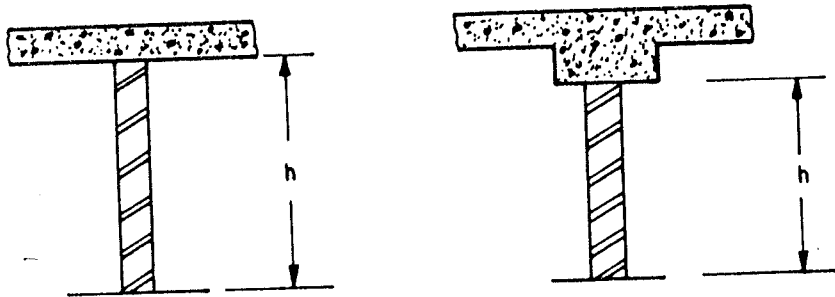


Fig. 3.28 - Altura h do pavimento.

A força no tirante, em kN/m, para tirantes internos é calculada como:

i) Laje em uma direção,

Na direção do vão, maior valor de F_t ou F'_t ;

Perpendicular ao vão - F_t .

ii) Laje de duas direções,

Em ambas as direções - maior valor de F_t ou F'_t .

Tirantes internos são colocados em adição a tirantes perimetrais e são espaçados uniformemente em todo o comprimento da laje ou concentrado em vigas com um espaçamento horizontal máximo do tirante de 6 m. Dentro de paredes, eles são colocados num máximo de 0,5 m sobre ou abaixo da laje e num espaçamento horizontal máximo de 6 m.

c) Tirante parede ou coluna externo

A força no tirante, para coluna ou parede externa, é tomada como o menor valor de $2F_t$ ou $(h/2,5)F_t$, onde h é em metros. Para colunas, a força é em kN, enquanto que para paredes é em kN/m.

Colunas em canto devem ser tirantes em ambas as direções e os tirantes podem ser providos parcial ou totalmente pela mesma armadura como tirantes perimetral e interno.

Tirantes paredes devem ser espaçados uniformemente ou concentrados no centro, não separados mais do que 5 m e não mais do que 2,5 m do final da parede. Eles podem ser providos parcial ou totalmente pela mesma armadura como tirantes perimetrais e internos.

Um tratamento com mais detalhes, sobre colapso progressivo, pode ser encontrado em CURTIN et alii [9].

3.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

São definidos a seguir, segundo a NBR 1228 [15], os elementos estruturais que compõem as construções de alvenaria estrutural.

a) Parede

Elemento laminar vertical, apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura.

b) Parede resistente ou estrutural

Toda parede que no projeto é considerada como suporte de outras cargas, além de seu peso próprio.

c) Parede não-resistente

Toda parede que no projeto não é considerada como suporte de cargas verticais, além de seu peso próprio.

d) Parede de contraventamento ou pilar-parede

Toda parede resistente que se destina à absorção de forças horizontais e verticais, quer provenientes de ações externas, quer provenientes de efeitos de segunda ordem.

e) Pilar

Todo elemento estrutural em que a seção transversal retangular utilizada no cálculo do esforço resistente possui relação de lados inferior a 5, valendo esta nos casos de seções retangulares

em L, em T, em Z, em cruz, etc., prevalecendo, no caso das figuras compostas, as dimensões de cada ramo distinto.

f) Cinta

Elemento construtivo estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes ou às vergas das aberturas, e que transmite cargas para as paredes resistentes, tendo função de amarração.

g) Verga ou viga

Denomina-se verga o elemento estrutural colocado sobre vãos de aberturas não maiores que 1,20 m, a fim de transmitir cargas verticais para as paredes adjacentes aos vãos. Considera-se como viga um elemento linear não continuamente apoiado, podendo estar, ou não, contido nas paredes.

h) Contra-verga

São elementos estruturais horizontais colocados na parte inferior de aberturas em paredes, tais como as janelas. São normalmente executados com blocos canaleta, preenchidos com graute e barras de aço longitudinais.

i) Coxim

Componente estrutural não contínuo, cuja função é distribuir cargas concentradas, possuindo relação de comprimento para altura não maior que 3.

j) Enrijecedor

Elemento estrutural vinculado a uma parede resistente, a fim de obter enrijecimento horizontal, na direção perpendicular à parede. O enrijecedor pode ser embutido total ou parcialmente na parede, podendo inclusive absorver cargas verticais.

CAPÍTULO 4

PAREDES E PILARES

Neste capítulo serão analisados diversos parâmetros necessários ao projeto e dimensionamento de paredes e pilares, tais como: área resistente, altura efetiva, espessura efetiva, flambagem, largura colaborante, rigidez e ação composta entre paredes e vigas de apoio.

Antes de entrar no estudo das paredes e pilares, é importante definir o conceito de alvenaria armada e não-armada.

a) Alvenaria estrutural armada

Aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver esforços solicitantes, além daquelas com finalidade construtiva ou de amarração.

b) Alvenaria estrutural não-armada

Aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, e que podem conter somente armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, não sendo estas armaduras consideradas na absorção dos esforços solicitantes.

4.1 PAREDES

As paredes constituem-se nos elementos estruturais mais importantes das construções de alvenaria estrutural. Além de sua importância arquitetônica (vedação, estética, conforto térmico e acústico, etc.), as paredes são responsáveis pela resistência às ações verticais e horizontais.

A NBR 1228 [15], "Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto", define parede como sendo o "elemento laminar vertical apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura" (Figura 4.1).

$$L > 5t$$

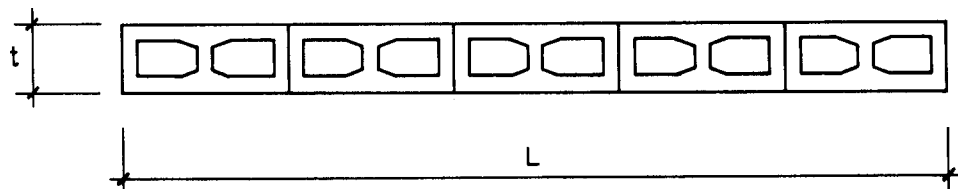


Fig. 4.1 - Dimensões das paredes.

As paredes projetadas em alvenaria estrutural são classificadas em:

a) Parede resistente ou estrutural

Toda parede que, além do peso próprio, suporta outras cargas verticais ou ações horizontais.

b) Parede não resistente ou de vedação

Toda parede que no projeto é considerada com a finalidade de suportar apenas o peso próprio.

c) Parede de contraventamento

Toda parede resistente, que se destina à absorção de forças horizontais e verticais, quer provenientes de ações externas, quer provenientes de efeitos de segunda ordem.

Como simplificação em projeto, pode-se considerar as paredes de contraventamento como paredes estruturais.

Muitos fatores, estruturais e não estruturais, devem ser considerados no projeto de paredes de alvenaria. Há várias opções de materiais (tijolos maciços, blocos de concreto, cerâmicos, sílico-calcários, concreto celular etc.) e configurações para as paredes.

A aparência da parede é influenciada pela cor do material, textura e forma geométrica, posição das juntas verticais e o tratamento dado a estas (Figura 4.2 ABCI [1]).

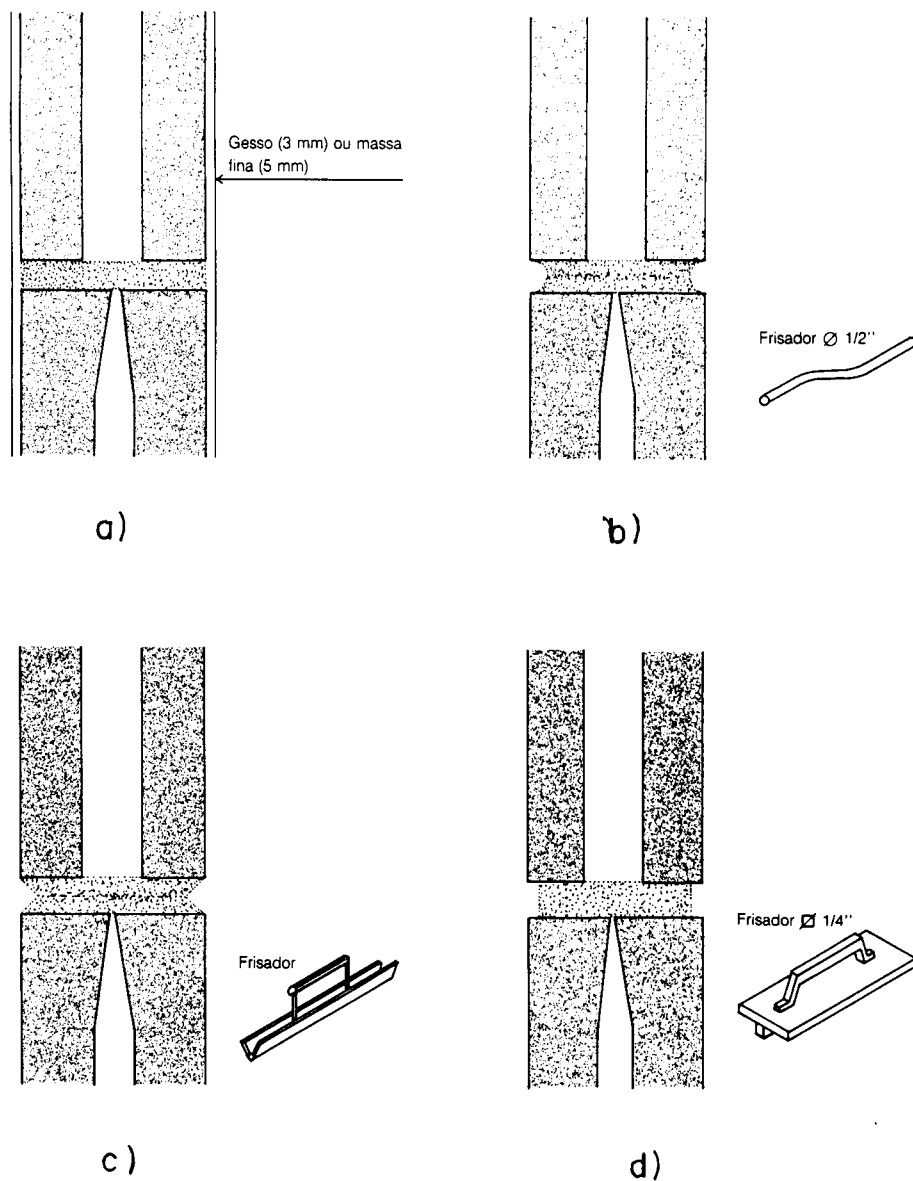


Fig. 4.2 - Tratamento das juntas (Fonte: ABCI [1]).

- a) junta revestida;
- b) junta frisada em U (arredondada);
- c) junta frisada em V;
- d) junta frisada em U (reta).

Dependendo do uso da construção, posição e função da parede, a escolha do material e espessura da parede pode ficar condicionada a fatores muito importantes, como resistência ao fogo e propriedades térmicas e acústicas.

Paredes construídas com materiais de alvenaria de diferentes características e resistência são chamadas paredes compostas. Estas paredes não são comuns no Brasil. Se as paredes de alvenaria não são unidas, elas devem ser consideradas estruturalmente independentes. A Figura 4.3 ilustra uma parede composta em que a superfície externa de tijolo não tem função estrutural.

Se as paredes são unidas, elas podem ser consideradas como um único sistema estrutural, com as tensões distribuídas no conjunto. A espessura considerada é a total e a resistência última, para compressão axial, deve ser limitada à resistência do material mais frágil (ARMHEIN [14]), Figura 4.4.

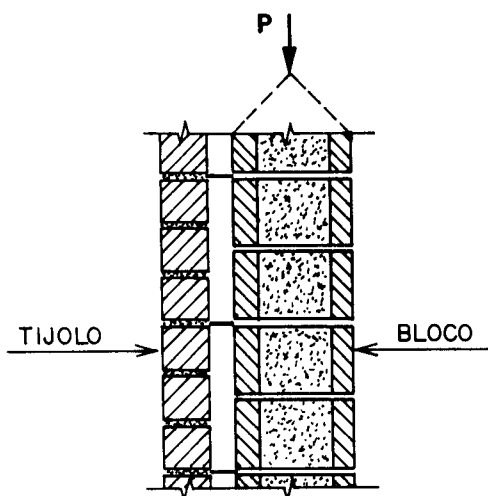


Fig. 4.3 - Parede composta independente.

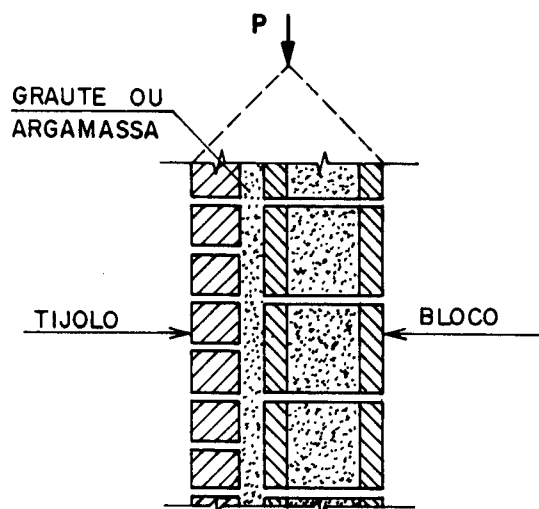


Fig. 4.4 - Parede composta unida.

Cargas excêntricas e momentos sobre paredes podem causar altas tensões em um dos lados da parede. Neste caso, alvenaria de alta resistência pode ser usada no lado das altas tensões. Uma aplicação é em muro de arrimo, com parede de alta resistência de um lado combinada com parede de baixa resistência do outro lado (Figura 4.5).

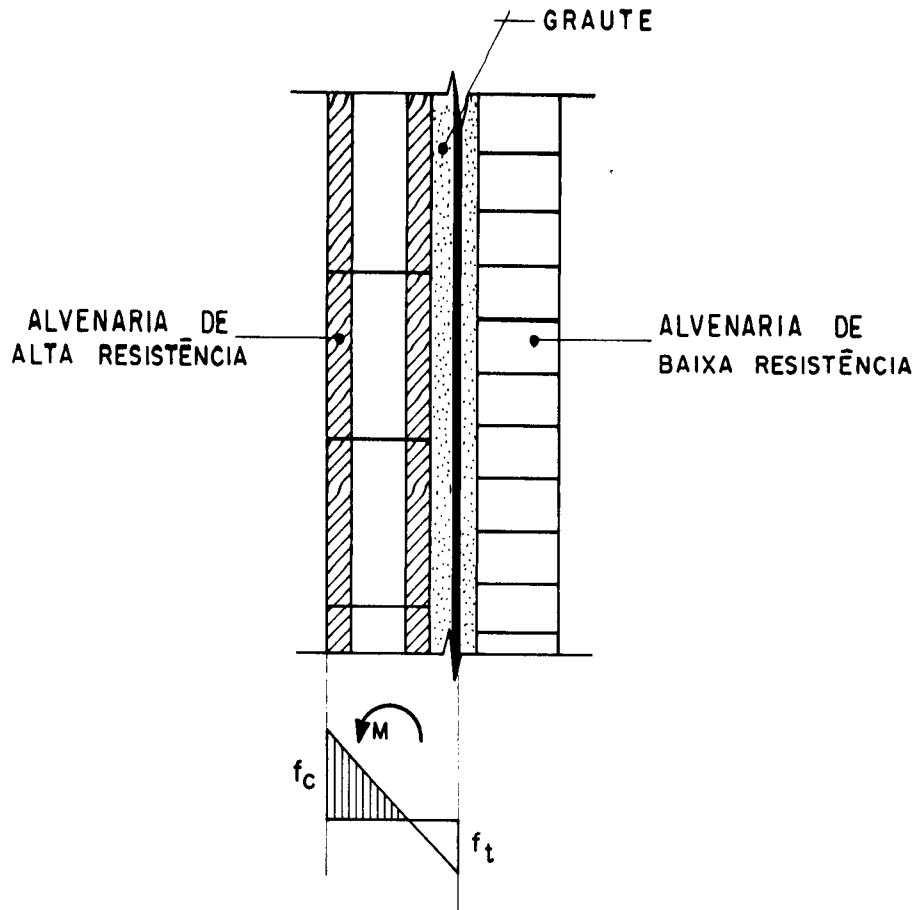


Fig. 4.5 - Muro de arrimo com paredes de diferentes resistências (Fonte: AMRHEIN [14]).

4.2 PILARES

Pilares de alvenaria são elementos onde a função principal é a de suportar cargas verticais concentradas. São três as formas mais comuns: isolados, contido na parede, e externo à parede (Figura 4.6).

Pilares isolados são projetados principalmente para transmitir as cargas verticais provenientes das vigas, treliças, lajes etc. (Figura 4.7). Tensões de flexão podem ser produzidas pela excentricidade da aplicação da carga, pela continuidade entre pilares e elementos suportados e por forças laterais como as do vento.

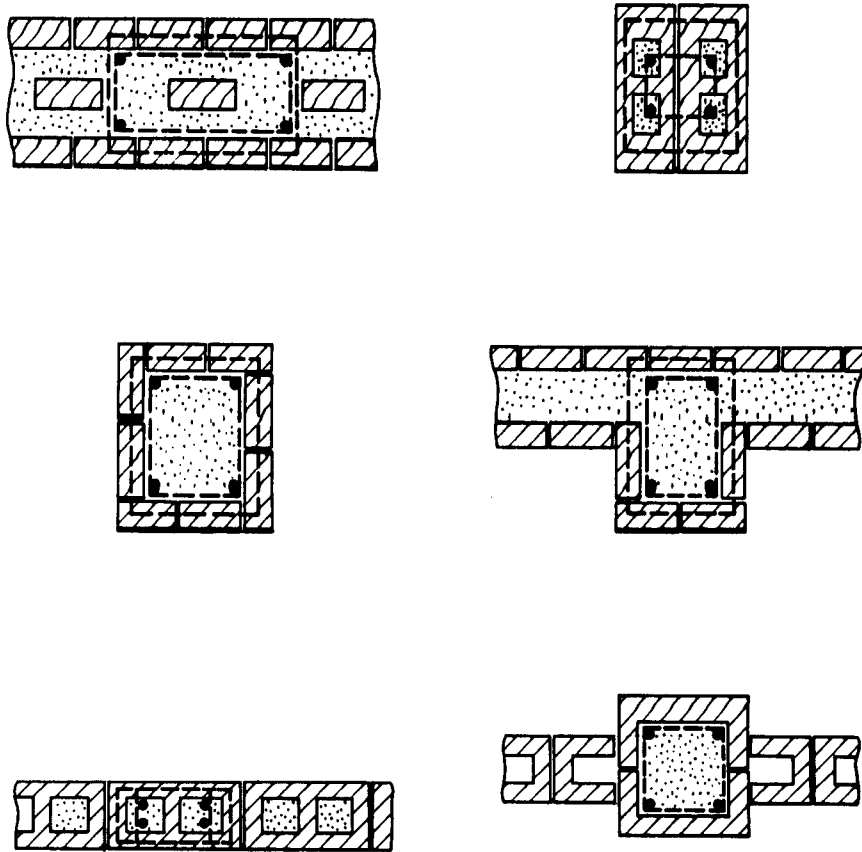


Fig. 4.6 - Formas de pilares (Fonte: AMRHEIN [14]).

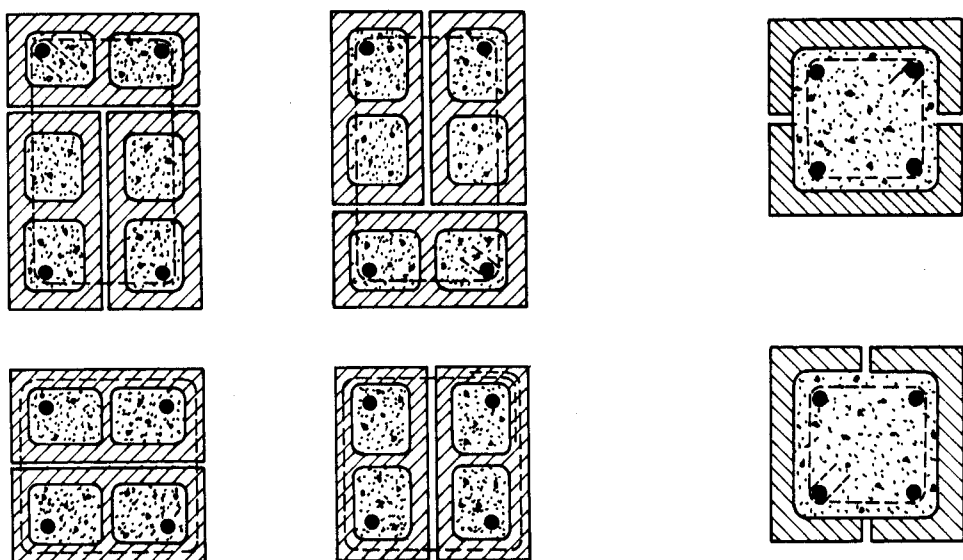


Fig. 4.7 - Pilares isolados (Fonte: AMRHEIN [14]).

Os pilares unidos às paredes, além de transmitirem cargas verticais, fornecem a estas uma maior rigidez aos esforços horizontais e à flexão causada pela excentricidade da carga vertical (Figura 4.8). Esses pilares são considerados travados no plano da parede. As condições de carregamento são ilustradas na Figura 4.9.

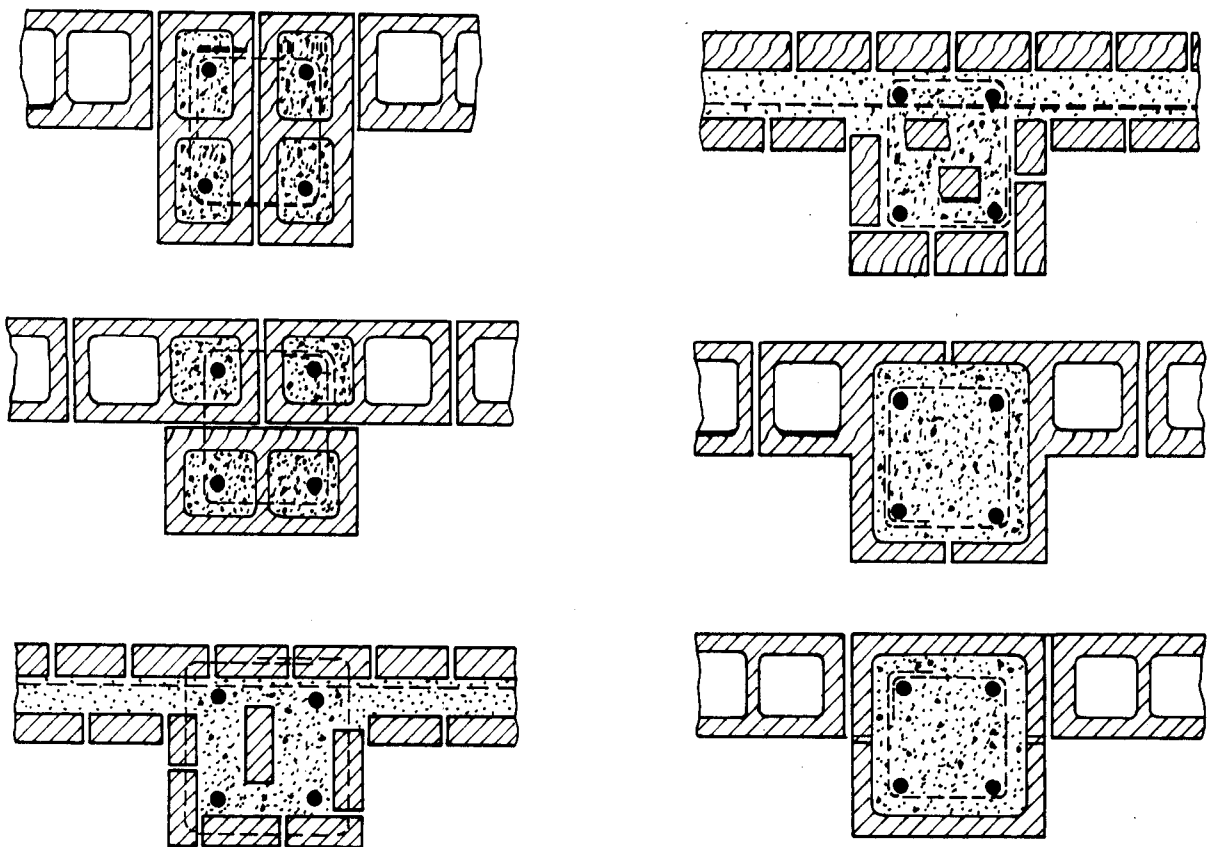


Fig. 4.8 - Pilares unidos à parede (Fonte: AMRHEIN [14]).

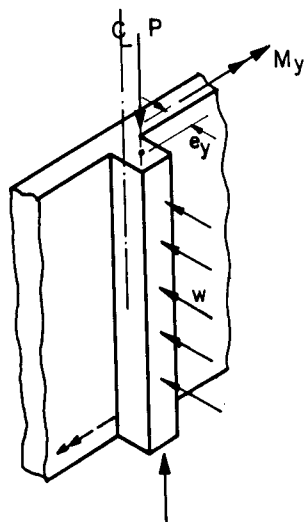


Fig. 4.9 - Condições de carregamento em pilares.

4.3 ÁREA RESISTENTE EFETIVA

A área resistente efetiva para cálculo das tensões atuantes depende do tipo de solicitação imposta à parede ou pilar e dos parâmetros de projeto disponíveis (f_p na área bruta ou líquida). É calculada com base nas dimensões reais dos elementos de alvenaria, não sendo permitido considerar eventuais revestimentos.

4.3.1 COMPRESSÃO VERTICAL E CISALHAMENTO PARALELO À PAREDE OU PILAR

A área resistente efetiva corresponde à área líquida dos blocos mais a área dos vazios preenchidos por graute (Figuras 4.10 e 4.11).

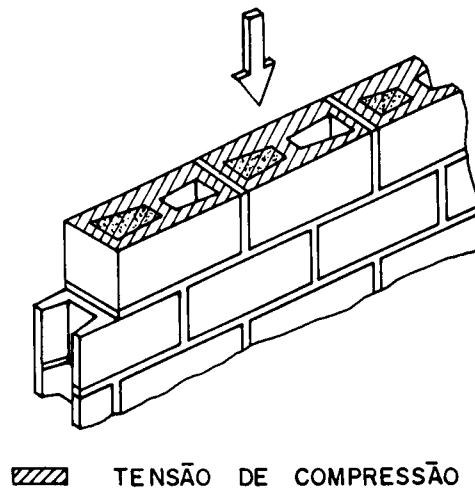


Fig. 4.10 - Área resistente efetiva para compressão vertical.

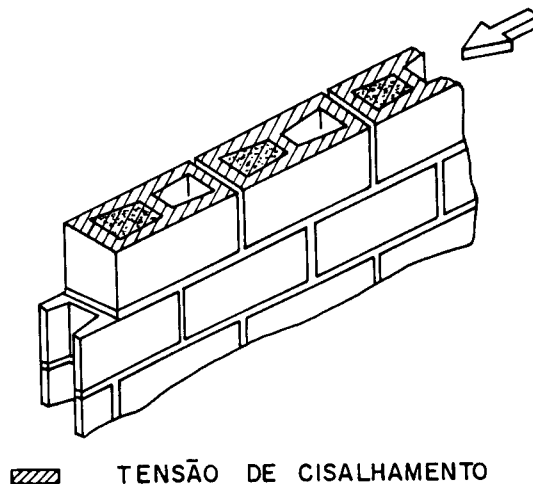


Fig. 4.11 - Área resistente efetiva para cisalhamento paralelo à parede ou pilar.

4.3.2 FLEXÃO

A área resistente efetiva corresponde à área líquida dos blocos mais a área comprimida do graute (Figura 4.12).

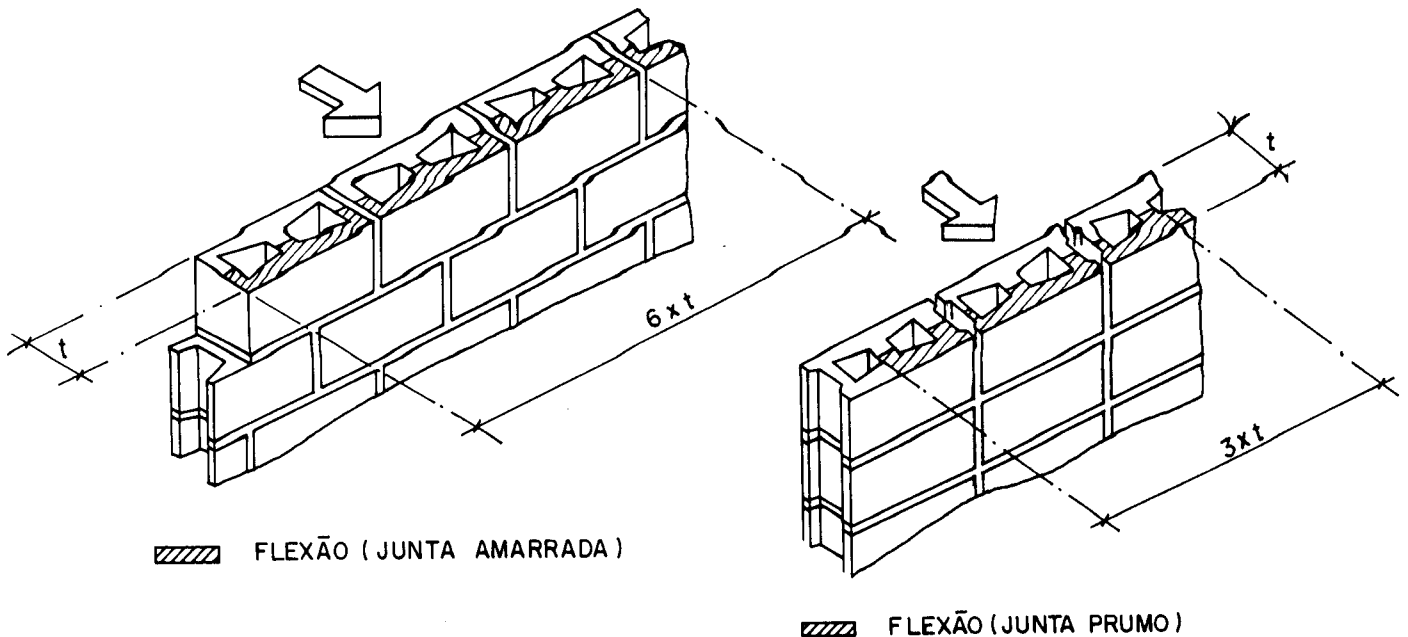


Fig. 4.12 - Área resistente efetiva para flexão na parede ou pilar.

4.3.3 CISALHAMENTO PERPENDICULAR À PAREDE

A área resistente efetiva corresponde à área da espessura do bloco adjacente à célula grauteada mais a área do graute (Figura 4.13).

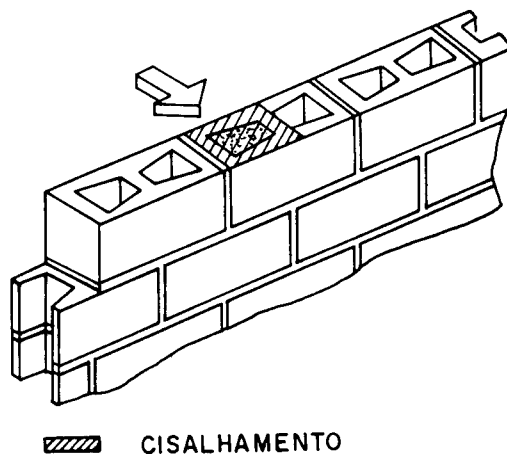


Fig. 4.13 - Área resistente efetiva ao cisalhamento perpendicular à parede ou pilar.

4. 4 ALTURA EFETIVA

A altura efetiva das paredes ou pilares depende da vinculação na base e no topo.

Segundo a NBR 1228 [15], considera-se a altura efetiva de paredes como segue:

- a) se uma parede é apoiada na base e no topo, segundo uma direção normal ao seu plano médio, a sua altura efetiva deve ser a altura real da parede;
- b) se não há nenhum apoio no topo, a sua altura efetiva deve ser duas vezes a altura da parede acima da sua base.

A Figura 4.14 (ABCI [1]) ilustra a altura efetiva (h_{ef}) para alguns casos da prática.

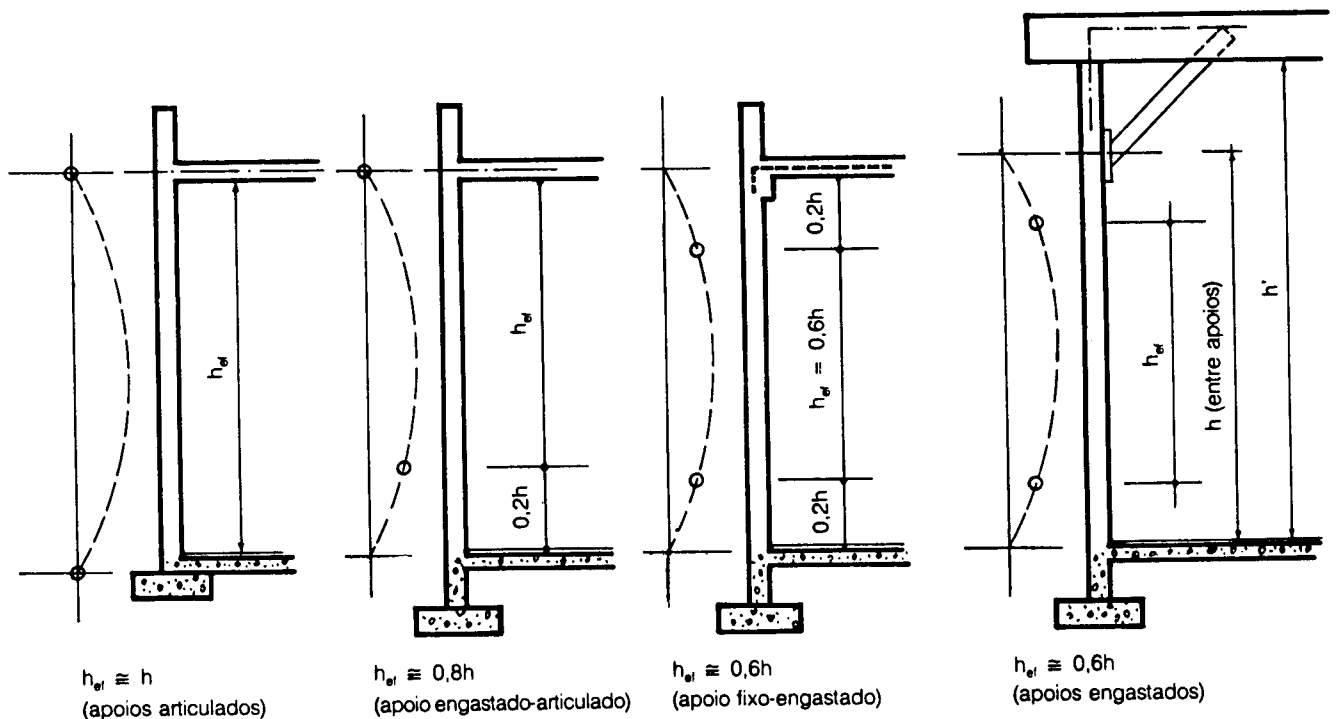


Fig. 4.14 - Altura efetiva de paredes (Fonte: ABCI [1]).

Para os pilares, a NBR 1228 [15] considera como altura efetiva:

a) se um pilar dispõe de travamentos laterais na direção dos eixos principais, nas suas extremidades, a altura efetiva deve ser a altura do pilar ou enrijecedor;

b) se um pilar dispõe de travamentos laterais na sua base e nas direções de ambos os eixos principais no seu topo, a sua altura efetiva é:

- na direção do travamento no topo do pilar, a altura entre os apoios;

- na direção que não dispõe de travamento no topo do pilar, o dobro da altura acima da sua base.

A Figura 4.15 (ABCI [1]) ilustra a altura efetiva de pilares.

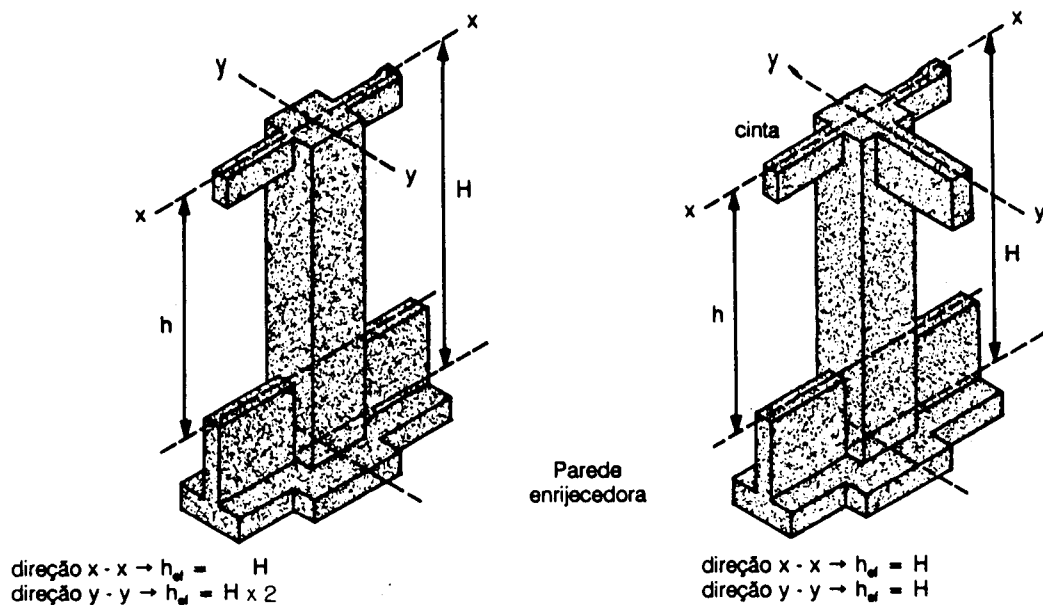


Fig. 4.15 - Altura efetiva de pilares (Fonte: ABCI [1]).

4.5 ESPESSURA EFETIVA E MÍNIMA

Nas paredes ou pilares sem enrijecedores, a espessura efetiva é igual à espessura real da parede ou pilar, sem contar o revestimento.

Nos edifícios, para maior rigidez horizontal do conjunto, as paredes podem ser transversalmente enrijecidas por outras paredes. Nos edifícios industriais, é comum o enrijecimento das paredes através de pilares (Figura 4.16 ABCI [1]).

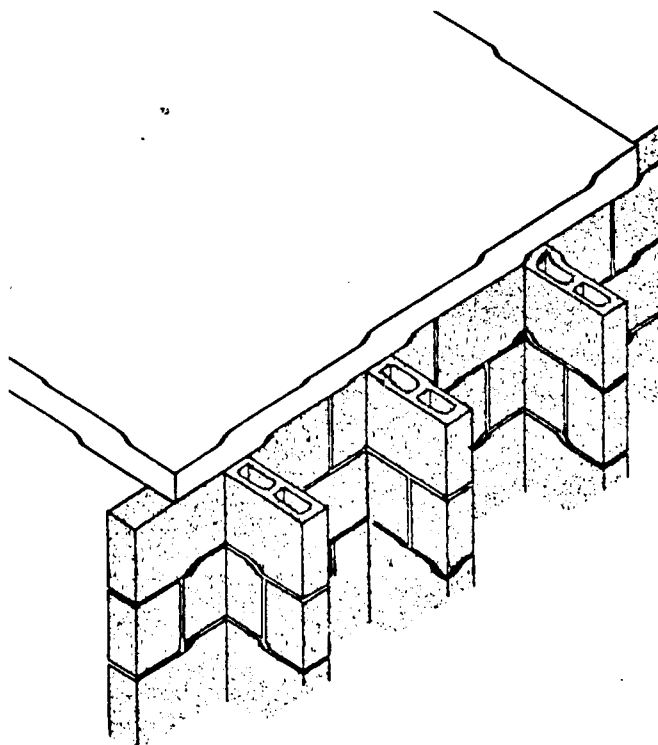


Fig. 4.16 - Pilares enrijecedores (Fonte: ABCI [1]).

Para paredes com enrijecedores, o cálculo da espessura efetiva da parede (t_{ef}) é feito multiplicando a espessura real da parede (sem revestimento) pelo coeficiente K da Tabela 4.1.

O comprimento do enrijecedor a ser considerado está ilustrado na Figura 4.17.

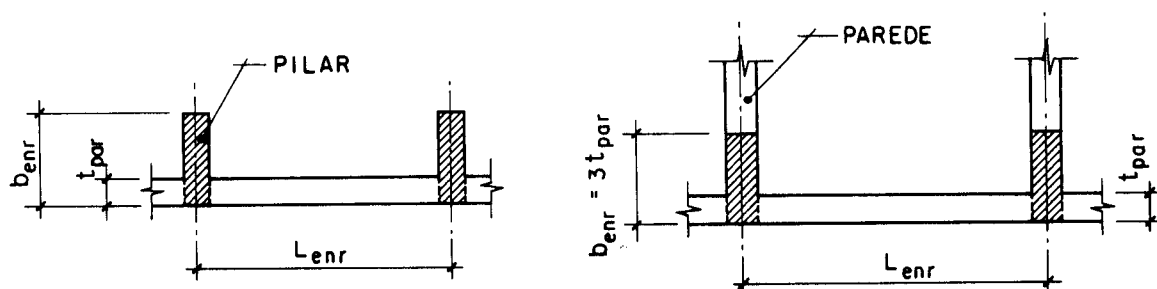


Fig. 4.17 - Espessura efetiva:

- a) Parede enrijecida por pilares;
- b) Parede enrijecida por paredes.

Para entrar na Tabela 4.1 é necessário calcular os coeficientes K_1 e K_2 , onde:

$$K_1 = \frac{b_{\text{enr}}}{t_{\text{par}}} \quad (4.5.1)$$

$$K_2 = \frac{L_{\text{enr}}}{b_{\text{enr}}} \quad (4.5.2)$$

com $b_{\text{enr}} = 3.t_{\text{par}}$ para paredes enrijecidas por outras paredes.

Finalmente, a espessura efetiva da parede é:

$$t_{\text{ef}} = K.t_{\text{par}} \quad (4.5.3)$$

TABELA 4.1 - Valores de K.

K_2 K_1	1	2	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	1,0	1,0	1,0

Admite-se interpolação entre os valores dos coeficientes da Tabela 4.1, mas não extrapolação fora dos limites dados.

A espessura mínima de paredes e pilares estruturais de edifícios em alvenaria, segundo a NBR 1228 [15], é:

a) Para paredes de alvenaria não armada e parcialmente armada,

$$t \geq \begin{cases} h_{\text{ef}}/20 \\ 14 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Para pilares isolados não armados e parcialmente armados,

$$t \geq \begin{cases} h_{\text{ef}}/15 \\ 19 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Para paredes de alvenaria armada,

$$t \geq 14 \text{ cm}$$

d) Para pilares isolados de alvenaria armada,

$$t \geq 19 \text{ cm}$$

Conforme o ACI 531 [31], pode-se ter paredes duplas ou compostas de duas ou mais faces independentes, solidarizadas entre si por meio de barras conectoras e preenchidos os espaços internos com graute.

A espessura efetiva de paredes duplas é:

$$t_{ef} = \frac{2}{3} (t_{par_1} + t_{par_2}) \quad (4.5.4)$$

A Figura 4.18 mostra uma parede dupla com os limites para as suas dimensões.

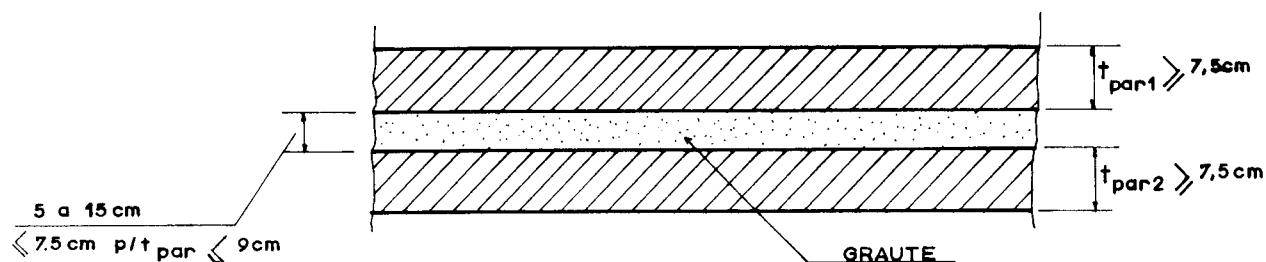
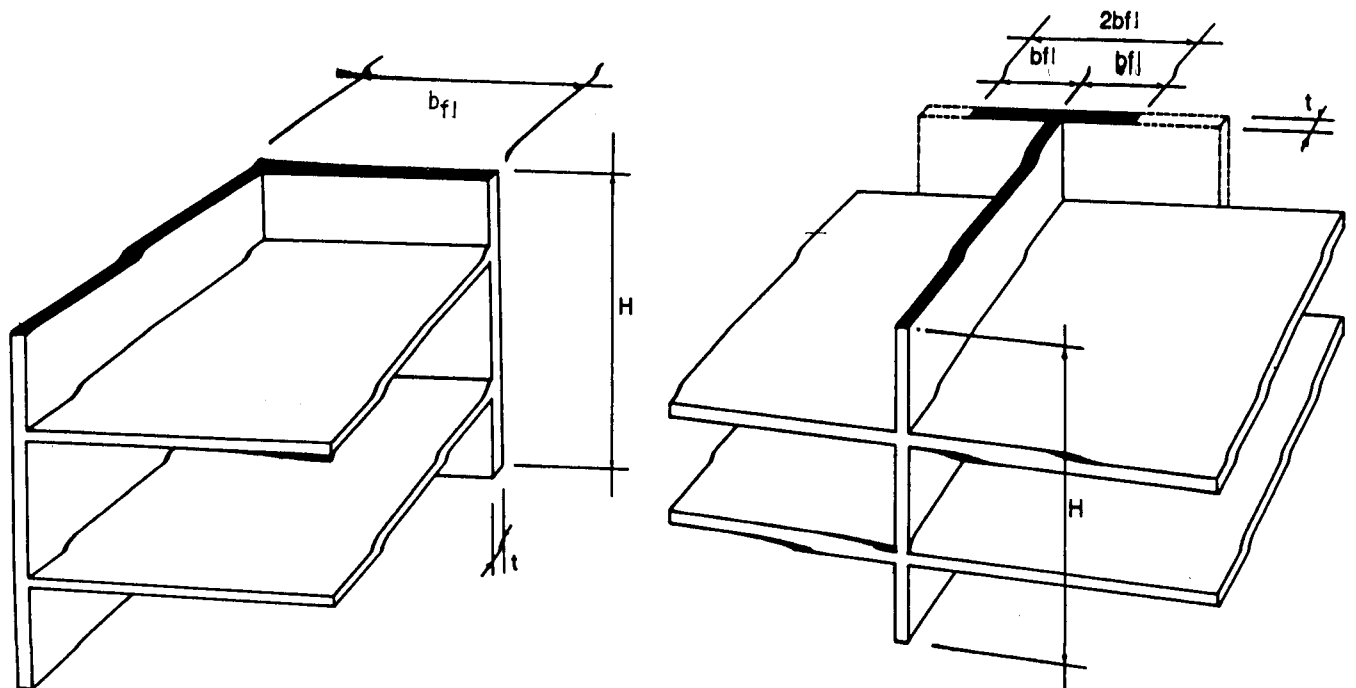


Fig. 4.18 - Parede dupla de alvenaria e limites de dimensões.

4.6 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Na análise da distribuição dos esforços horizontais de vento sobre as paredes, o efeito de flange na intersecção das paredes pode ser considerado para o cálculo da rigidez da parede. A Figura 4.19 ilustra a largura da flange a ser considerada.



$$b_{fl} \leq \begin{cases} H/16 \\ 6t \end{cases}$$

$$\begin{aligned} b_{fl} &\leq 6t \\ 2b_{fl} &\leq H/6 \end{aligned}$$

Fig. 4.19 - Dimensões das flanges (Fonte: ABCI [1]).

4.7 FLAMBAGEM

A esbelteza é definida pela relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva (NBR 1228 [15]).

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \tag{4.7.1}$$

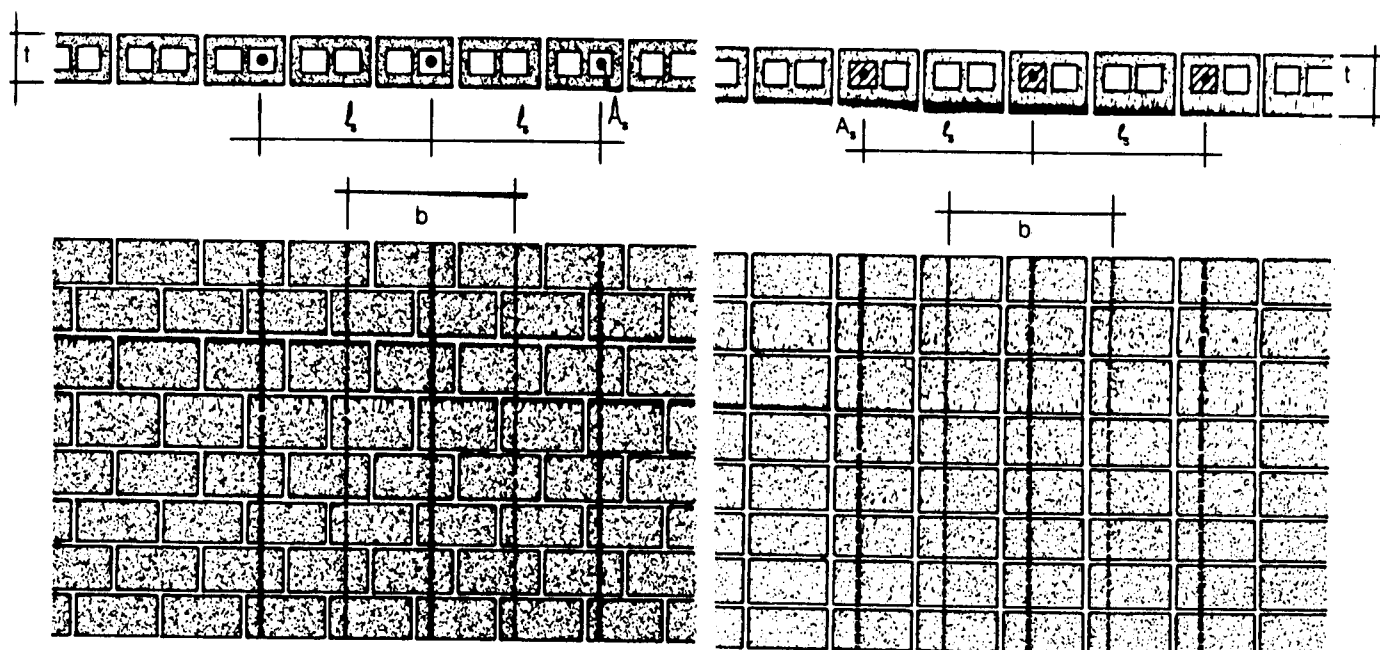
Os valores máximos são:

$\lambda \leq 20$ - para paredes e pilares não armados;

$\lambda \leq 30$ - para paredes e pilares armados.

4. 8 LARGURA COLABORANTE

A largura colaborante de uma parede submetida à flexão, armada em intervalos regulares, não deve ser maior do que os valores mostrados na Figura 4.20 (ABCI [1]).



$$b \leq \begin{cases} 6t \\ 120 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b \leq \begin{cases} 3t \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Fig. 4.20 - Largura colaborante (Fonte: ABCI [1]).

- a) Paredes com amarração;
- b) Paredes com juntas a prumo.

4. 9 RIGIDEZ

A rigidez de uma parede depende de suas dimensões, altura, espessura e dos módulos de deformação longitudinal e transversal. Em função das condições de vinculação no topo e na base, temos dois tipos, descritos a seguir.

4.9.1 PAREDE BIENGASTADA

Podem representar as paredes situadas nos pavimentos mais

baixos dos edifícios (Figura 4.21). O deslocamento horizontal decorrente de uma força P é dado por:

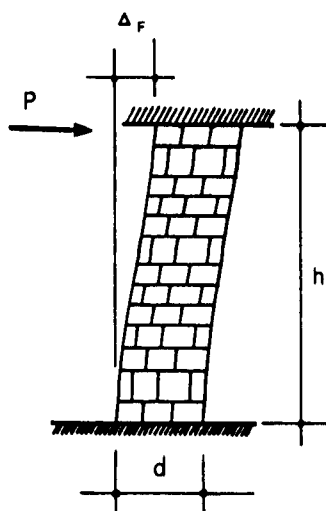


Fig. 4.21 - Parede biengastada.

$$\Delta_e = \frac{Ph^3}{12E_{par} \cdot I} + \frac{1,2Ph}{A \cdot G_{par}} = \Delta_f + \Delta_c \quad (4.9.1)$$

Com $G_{par} \cong 0,4 E_{par}$ (UBC [22]), $I = td^3/12$ e $A = t \cdot d$ fica:

$$\Delta_e = \frac{P}{E_{par} \cdot t} \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]$$

$$\Delta_e = \frac{P}{E_{par} \cdot t} \alpha_e \quad (4.9.2)$$

$$\alpha_e = \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \quad (4.9.3)$$

$$r_e = \frac{1}{\alpha_e} \text{ ————— rigidez relativa} \quad (4.9.4)$$

$$R_e = \frac{1}{\Delta_e} = \frac{E_{par} \cdot t}{P \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]}$$

$$R_{\bullet} = \frac{E_{\text{par}} \cdot t}{P} \cdot \frac{1}{\alpha_{\bullet}} \quad (4.9.5)$$

onde:

Δ_f = deslocamento devido à flexão;

Δ_c = deslocamento devido ao cisalhamento;

P = força horizontal;

E_{par} = módulo de deformação longitudinal da parede;

G_{par} = módulo de deformação transversal da parede;

t = espessura da parede;

h = altura da parede;

A = área da seção transversal;

I = momento de inércia;

R_{\bullet} = rigidez da parede;

r_{\bullet} = rigidez relativa da parede.

4.9.2 PAREDE EM BALANÇO

As paredes em balanço podem representar as paredes superiores dos edifícios, as paredes das construções térreas e de edifícios de dois pavimentos (Figura 4.23 ABCI [1]). O deslocamento horizontal é dado por:

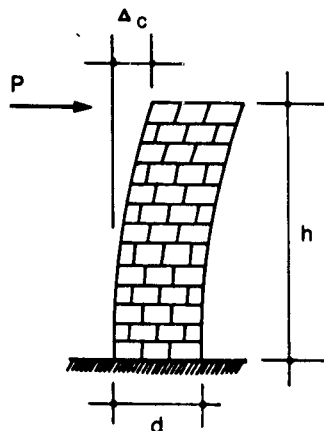


Fig. 4.22 - Parede em balanço.

$$\Delta_b = \frac{Ph^3}{3E_{par} \cdot I} + \frac{1,2Ph}{A \cdot G_{par}} = \Delta_f + \Delta_c \quad (4.9.6)$$

Com $G_{par} \cong 0,4E_{par}$ (UBC [22]), $I = td^3/12$ e $A = t \cdot d$ fica:

$$\Delta_b = \frac{P}{E_{par} \cdot t} \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]$$

$$\Delta_b = \frac{P}{E_{par} \cdot t} \alpha_b \quad (4.9.7)$$

$$\alpha_b = 4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \quad (4.9.8)$$

$$r_b = \frac{1}{\alpha_b} \quad \text{rigidez relativa} \quad (4.9.9)$$

$$R_b = \frac{1}{\Delta_b} = \frac{E_{par} \cdot t}{P \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]}$$

$$R_b = \frac{E_{par} \cdot t}{P} \frac{1}{\alpha_b} \quad (4.9.10)$$

A notação é a mesma do item anterior. Os exemplos seguintes são baseados em AMRHEIN [14], onde se encontram outros resolvidos.

EXEMPLO 1

Três paredes de alvenaria (Figura 4.23), são interligadas por lintéis flexíveis. Se as paredes estão em balanço, quais são os esforços solicitantes em cada uma delas, provenientes da força horizontal F.

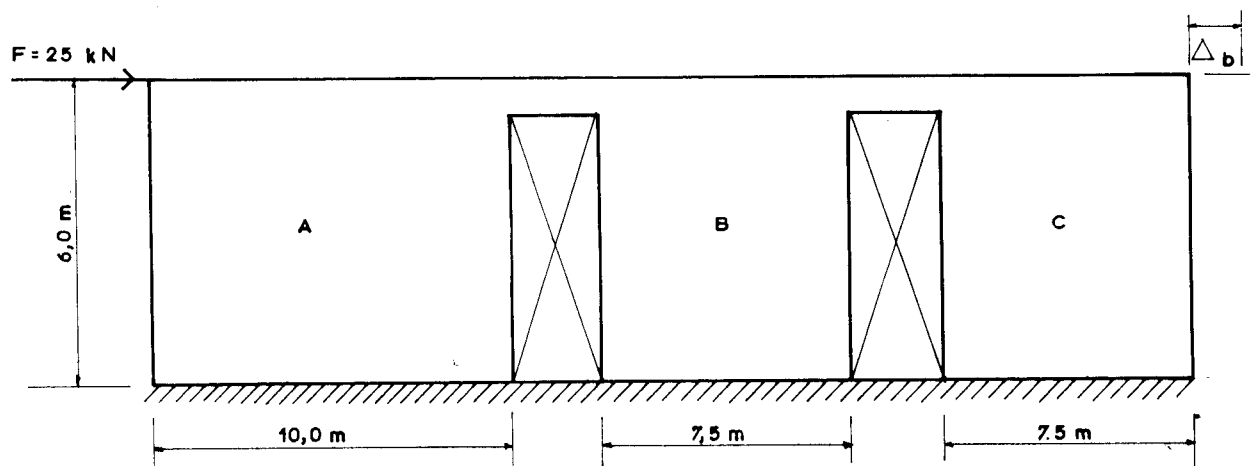


Fig. 4.23 - Paredes em série.

Dados:

$$E_{\text{par}} = 4000 \text{ MPa}$$

$$t = 19 \text{ cm}$$

RESOLUÇÃO

Definindo o coeficiente de distribuição μ e fazendo os cálculos na Tabela 4.3 tem-se:

$$\mu_i = \frac{1/\alpha_{bi}}{\sum 1/\alpha_b}$$

TABELA 4.3 - Cálculos.

Parede	h (m)	d (m)	h/d	$1/\alpha_b$	μ	$V = \mu \cdot F$ (kN)	$M = F \cdot h \cdot \mu$ (kN.m)
A	6,0	10,0	0,6	0,37	0,44	11,0	66,0
B	6,0	7,5	0,8	0,23	0,28	7,0	42,0
C	6,0	7,5	0,8	0,23	0,28	7,0	42,0
Σ	-	-	-	0,83	1,00	25,0	-

A rigidez total (Eq. 4.9.10) é:

$$R_b = \frac{E_{\text{par}} \cdot t}{P} \cdot \frac{1}{\alpha_b} = \frac{4000 \times 19}{25} \times 0,83$$

$$R_b = 252,32$$

A flecha total é:

$$\Delta_b = \frac{1}{R_b} = \frac{1}{252,32} = 0,004 \text{ cm}$$

Os esforços solicitantes finais nas paredes estão ilustrados na Figura 4.24.

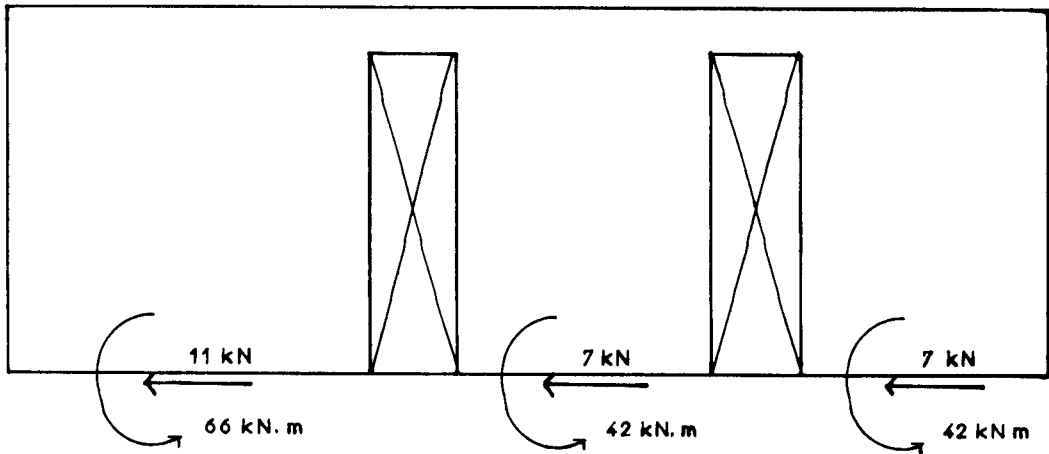


Fig. 4.24 - Esforços solicitantes finais.

EXEMPLO 2

Uma parede em balanço, com duas aberturas, está submetida à força horizontal F (Figura 4.25). Quais os esforços solicitantes na parede?

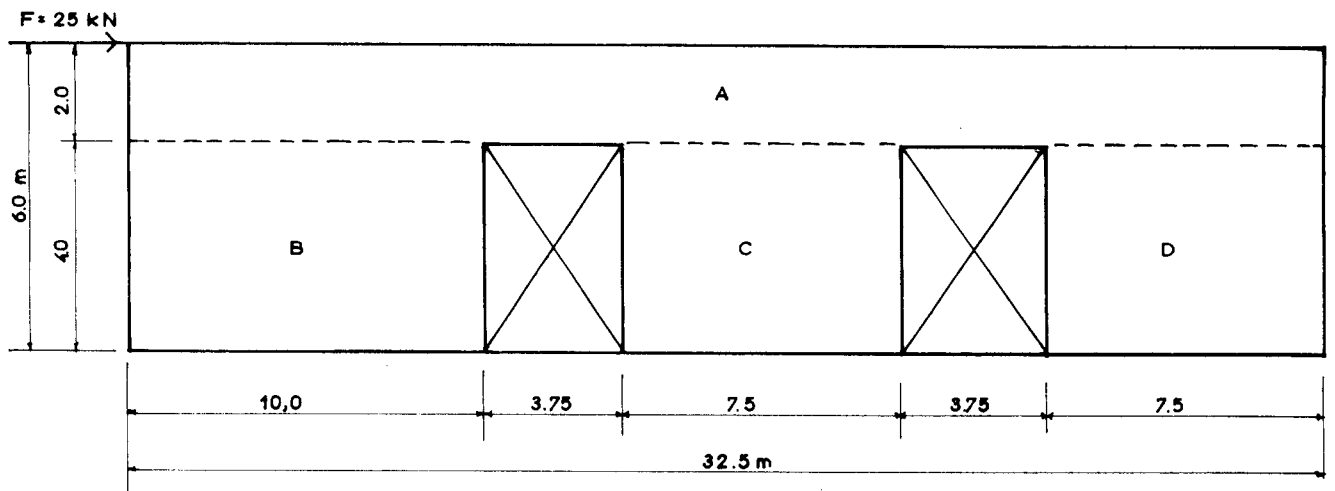


Fig. 4.25 - Parede com lintel rígido.

RESOLUÇÃO

Graficamente, a seqüência de cálculo é a seguinte (Figura 4.26):

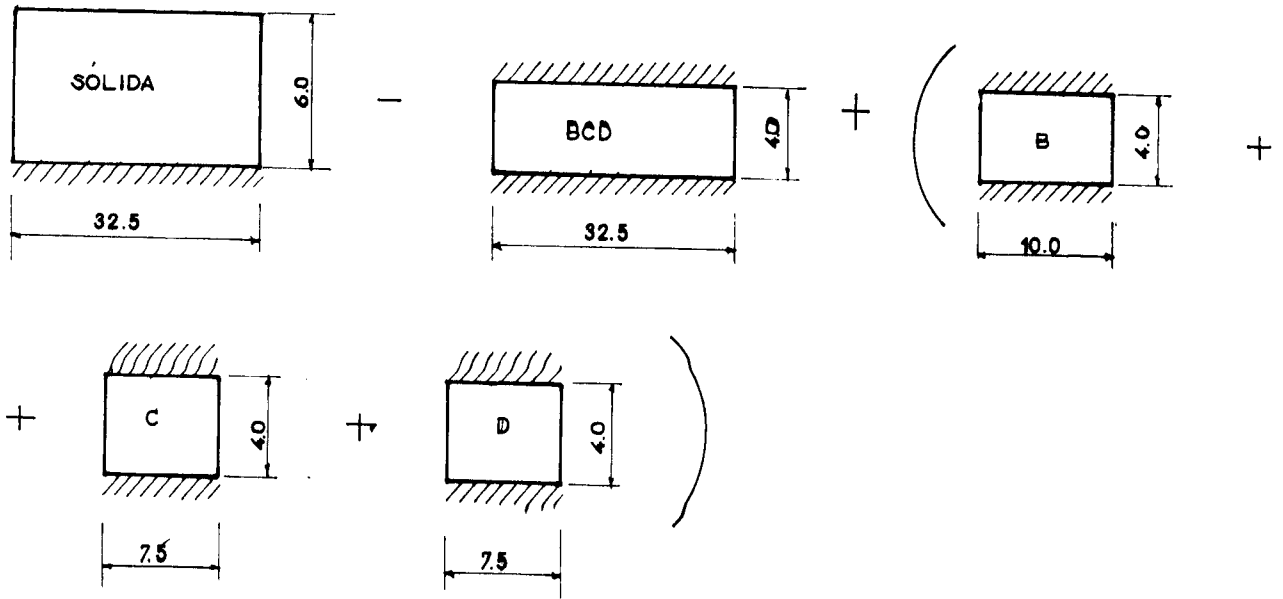


Fig. 4.26 - Esquema de cálculo.

Parede sólida (em balanço):

$$\text{ABCD} \quad h/d = 6,0/32,5 = 0,185 \quad \alpha_{b,sol} = 0,580$$

$$r_{b,sol} = 1,72$$

Parede BCD:

$$\text{BCD} \quad h/d = 4,0/32,5 = 0,123 \quad \alpha_{e,BCD} = 0,371$$

$$\alpha_{sol-BCD} = \alpha_{b,sol} - \alpha_{e,BCD} = 0,580 - 0,371 = 0,209$$

Paredes B, C e D:

$$\text{B} \quad h/d = 4,0/10,0 = 0,400 \quad \alpha_{e,B} = 1,264$$

$$r_{e,B} = 0,791$$

$$\text{C} \quad h/d = 4,0/7,50 = 0,533 \quad \alpha_{e,C} = 1,750$$

$$r_{e,C} = 0,571$$

$$\text{D} \quad h/d = 4,0/7,50 = 0,533 \quad \alpha_{e,D} = 1,750$$

$$r_{e,D} = 0,571$$

$$\sum r_e = r_{e,B} + r_{e,C} + r_{e,D} = 0,791 + 0,571 + 0,571 = 1,933$$

$$\alpha_{e,B+C+D} = \frac{1}{\sum r_e} = \frac{1}{1,933} = 0,517$$

$$\alpha_{\text{final}} = \alpha_{\text{sol-BCD}} + \alpha_{e,B+C+D} = 0,209 + 0,517 = 0,726$$

$$r_{\text{final}} = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{0,726} = 1,38$$

$$r_{\text{final}} = 1,38 < r_{b,\text{sol}} = 1,72$$

Definindo o coeficiente de distribuição (μ), os esforços solicitantes nas paredes são:

$$\mu_i = \frac{r_i}{\sum r}$$

Parede B:

$$\mu_B = \frac{r_{e,B}}{\sum r} = \frac{0,791}{1,933} = 0,41$$

$$V_B = \mu_B \cdot F = 0,41 \times 25 = 10,25 \text{ kN}$$

$$M_B = \mu_B \cdot F \cdot h = 0,41 \times 25 \times 6,0 = 61,5 \text{ kN.m}$$

Parede C = D

$$\mu_C = \mu_D = \frac{r_{e,C}}{\sum r} = \frac{0,571}{1,933} = 0,295$$

$$V_C = V_D = \mu_C \cdot F = 0,295 \times 25 = 7,38 \text{ kN}$$

$$M_C = M_D = \mu_C \cdot F \cdot h = 0,295 \times 25 \times 6,0 = 44,3 \text{ kN.m}$$

Os esforços solicitantes finais na parede estão ilustrados na Figura 4.27.

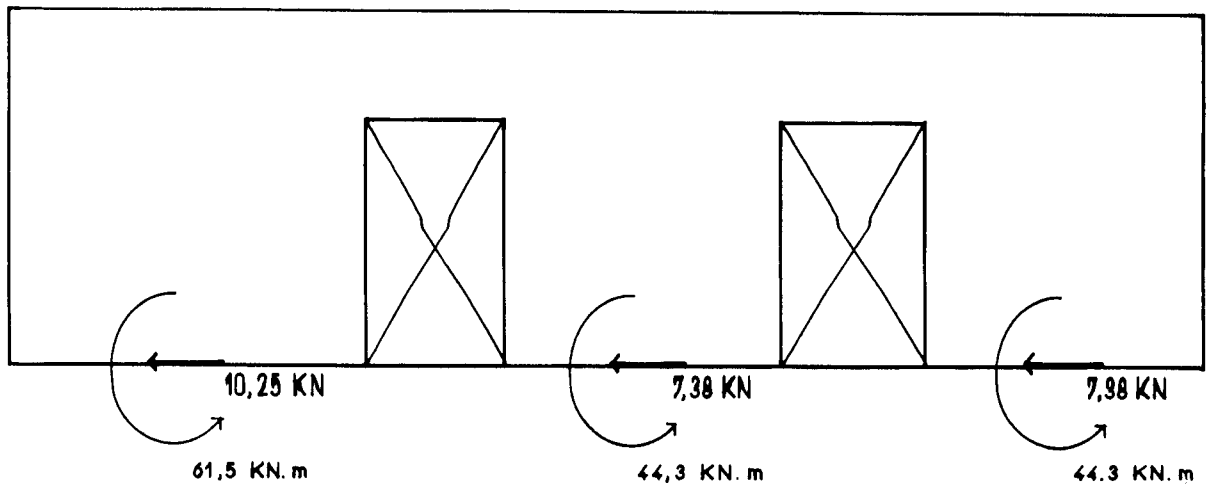


Fig. 4.27 - Esforços solicitantes finais.

EXEMPLO 3

Uma parede em balanço com aberturas em alturas diferentes, está submetida à força horizontal F (Figura 4.28). Quais os esforços solicitantes nas paredes?

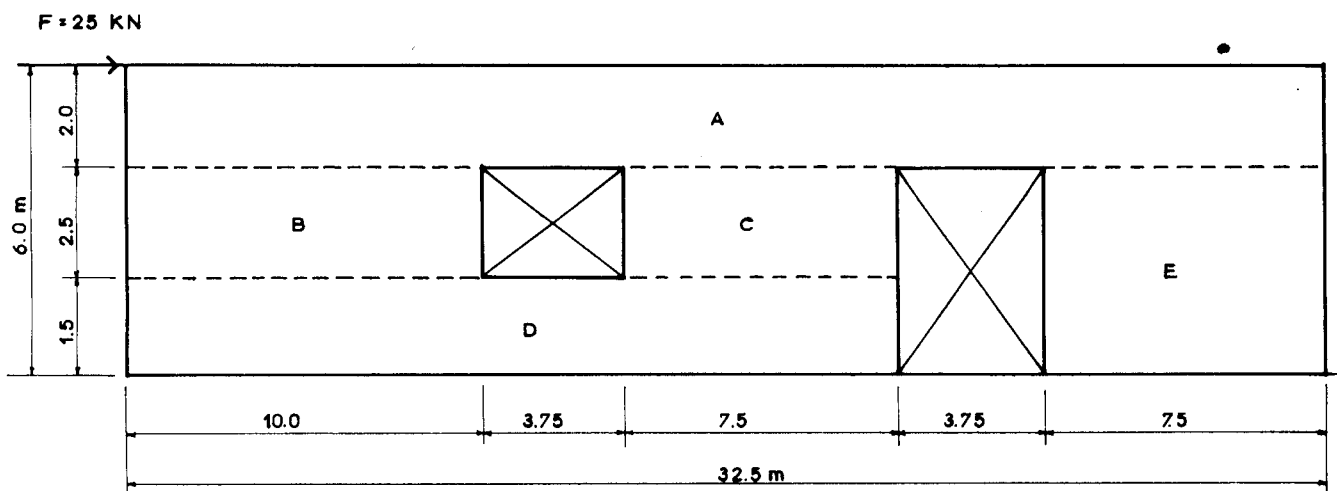


Fig. 4.28 - Parede com aberturas diferentes.

RESOLUÇÃO

Graficamente, a seqüência de cálculo é a seguinte (Figura 4.29):

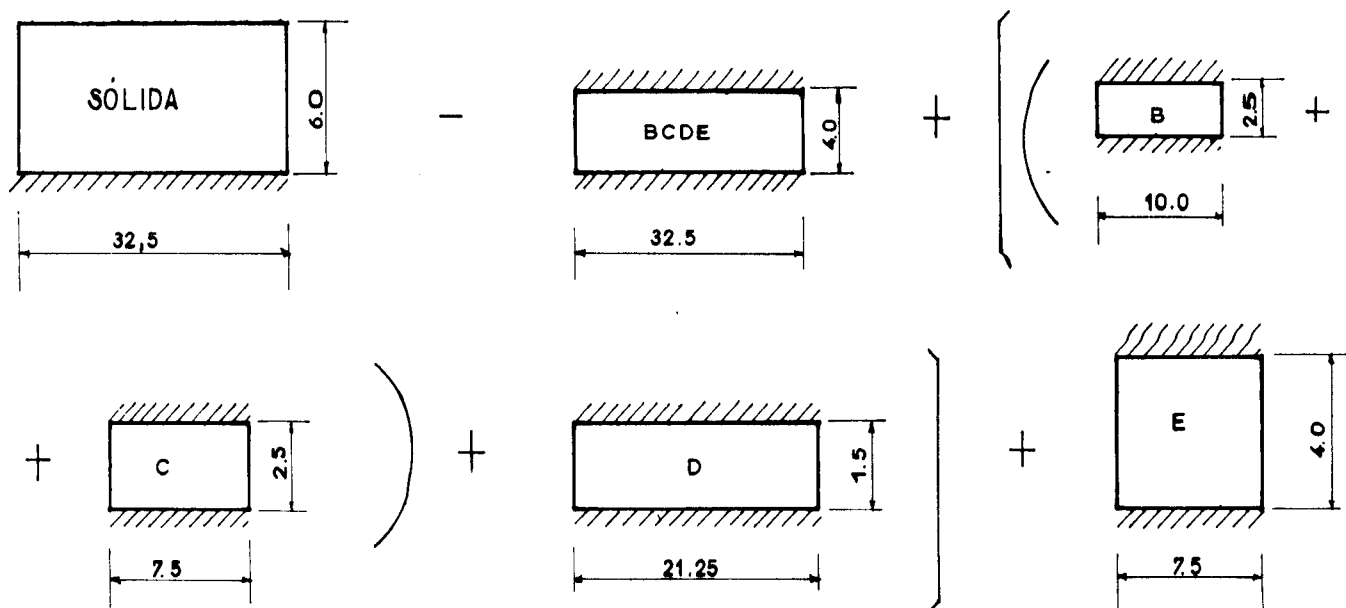


Fig. 4.29 - Esquema de cálculo.

Parede sólida (em balanço):

$$\text{ABCDE} \quad \text{---} \quad h/d = 6,0/32,5 = 0,185 \quad \text{---} \quad \alpha_{b,sol} = 0,580$$

$$r_{b,sol} = 1,72$$

Parede BCDE:

$$\text{BCDE} \quad \text{---} \quad h/d = 4,0/32,5 = 0,123 \quad \text{---} \quad \alpha_{e,BCDE} = 0,371$$

$$\alpha_{sol-BCDE} = \alpha_{b,sol} - \alpha_{e,BCDE} = 0,580 - 0,371 = 0,209$$

Paredes B, C, D e E:

$$\text{B} \quad \text{---} \quad h/d = 4,5/10,0 = 0,250 \quad \text{---} \quad \alpha_{e,B} = 0,766$$

$$r_{e,B} = 1,306$$

$$\text{C} \quad \text{---} \quad h/d = 2,5/7,50 = 0,333 \quad \text{---} \quad \alpha_{e,C} = 1,037$$

$$r_{e,C} = 0,964$$

$$\sum r_e = r_{e,B} + r_{e,C} = 1,306 + 0,964 = 2,270$$

$$\alpha_{e,B+C} = \frac{1}{\sum r_e} = \frac{1}{2,270} = 0,441$$

$$D \text{ ————— } h/d = 1,5/21,25 = 0,071 \text{ ————— } \alpha_{e,D} = 0,213$$

$$r_{e,D} = 4,695$$

$$\alpha_{e,B+C+D} = 0,441 + 0,213 = 0,654$$

$$r_{e,B+C+D} = \frac{1}{0,654} = 1,529$$

$$E \text{ ————— } h/d = 4,0/7,5 = 0,533 \text{ ————— } \alpha_{e,E} = 1,750$$

$$r_{e,E} = 0,571$$

$$\sum r_e = r_{e,B+C+D} + r_{e,E} = 1,529 + 0,571 = 2,100$$

$$\alpha_{BCDE} = \frac{1}{2,100} = 0,476$$

$$\sum \alpha = \alpha_{sol-BCDE} + \alpha_{BCDE} = 0,209 + 0,476 = 0,685$$

$$r_{final} = \frac{1}{\sum \alpha} = \frac{1}{0,685} = 1,46$$

$$r_{final} = 1,46 \begin{cases} < r_{sol} = 1,72 \\ > 1,38 \text{ do exemplo anterior} \end{cases}$$

Os coeficientes de distribuição (μ) e os esforços solici-
tantes nas paredes são:

$$\mu_D = \frac{r_{e,B+C+D}}{r_{e,B+C+D} + r_{e,E}} = \frac{1,529}{2,100} = 0,73$$

$$V_D = \mu_D \cdot F = 0,73 \times 25 = 18,25 \text{ kN}$$

$$M_D = \mu_D \cdot F \cdot h = 0,73 \times 25 \times 6,0 = 109,5 \text{ kN.m}$$

$$\mu_E = \frac{r_{e,E}}{r_{e,B+C+D} + r_{e,E}} = \frac{0,571}{2,100} = 0,27$$

$$V_E = \mu_E \cdot F = 0,27 \times 25 = 6,75 \text{ kN}$$

$$M_E = \mu_E \cdot F \cdot h = 0,27 \times 25 \times 6,0 = 40,5 \text{ kN.m}$$

Os esforços solicitantes finais na parede estão ilustrados na Figura 4.30.

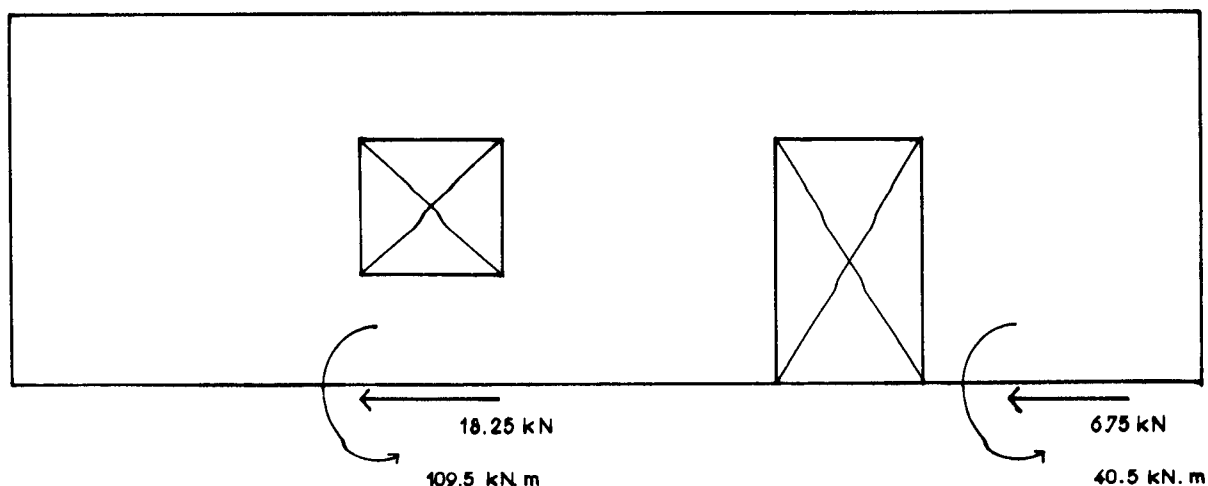


Fig. 4.30 - Esforços solicitantes finais.

4. 10 AÇÃO COMPOSTA ENTRE PAREDES E VIGAS DE APOIO

Quando uma parede de alvenaria apóia-se sobre uma viga ao longo do seu comprimento, há a necessidade de calcular a carga imposta sobre a viga, para o seu correto dimensionamento.

Considere a parede sobre uma viga bi-apoiada com apoios pontuais (Figura 4.31). A ação da carga introduz forças de tração na viga, devido à flexão da viga-parede formada, e como a viga age agora como um tirante, os suportes são parcialmente restringidos horizontalmente. Assim, uma ação de arco resulta no painel parede. O abatimento do arco depende da rigidez relativa da parede com a viga.

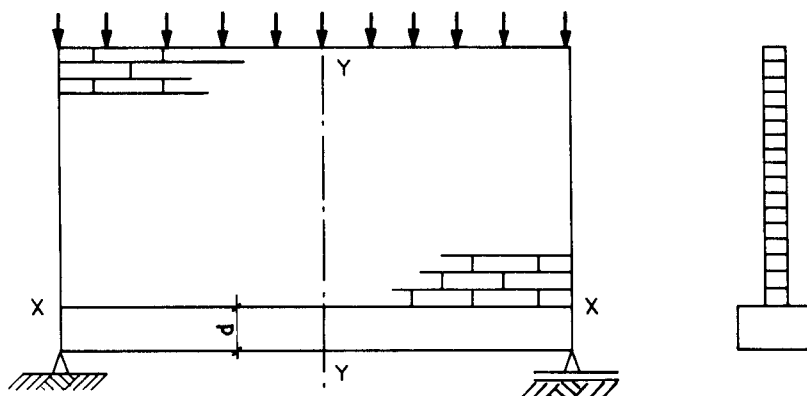


Fig. 4.31 - Parede sobre viga de apoio (Fonte: HENDRY [30]).

O valor das tensões normais horizontais e verticais depende de vários fatores, mas a típica distribuição das tensões horizontais e verticais está mostrada na Figura 4.32.

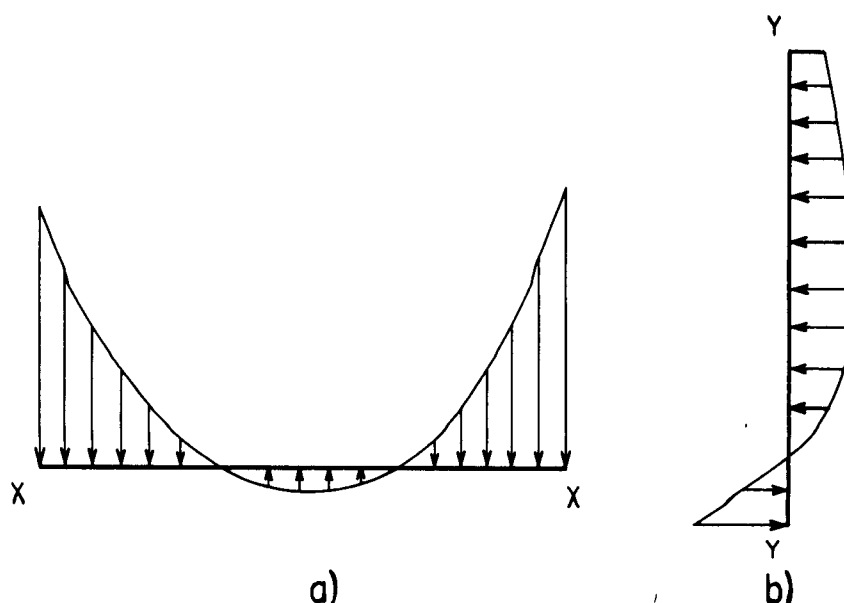


Fig. 4.32 - Distribuição das tensões (Fonte: HENDRY [30]):
a) verticais ao longo de x;
b) horizontais ao longo de y.

Note que a tensão vertical máxima, ao longo da interface parede/viga, ocorre nos apoios. No meio do vão, as tensões horizontais na viga podem ser de tração, assim a viga age como um tirante.

A ação composta entre a parede e a viga ocorre desde que haja uma suficiente união entre ambas. As grandes tensões de compressão próximas aos apoios possibilitam o aparecimento de grandes forças de atrito ao longo da interface, e se a relação profundidade/vão da parede é maior do que 0,6, então estas forças garantem a ação conjunta.

4.10.1 CÁLCULO PELO PARÂMETRO CARACTERÍSTICO K

Para o projeto, as quantidades que devem ser determinadas são:

- 1) A máxima tensão normal vertical na parede;
- 2) A força axial na viga;
- 3) A máxima tensão de cisalhamento ao longo da interface;
- 4) O momento fletor no centro da viga;
- 5) O momento fletor máximo na viga e a sua localização.

O problema da parede composta com viga foi estudado por pesquisadores que consideraram não somente o projeto da viga, mas também as tensões na parede. O parâmetro característico (K), foi introduzido por STAFFORD SMITH, para expressar a rigidez relativa entre parede e viga, e se mostrou útil para determinar as tensões de compressão na parede e momento fletor na viga. O valor K é dado por:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_{par} \cdot t \cdot L^3}{E_{vig} \cdot I_{vig}}} \quad (4.10.1)$$

onde:

E_{par} = módulo de deformação longitudinal da parede;

E_{vig} = módulo de deformação longitudinal da viga;

I_{vig} = momento de inércia da viga;

t = espessura da parede;

L = vão da parede.

O parâmetro K não contém a variável h porque a razão h/L foi considerada igual a 0,6; este valor foi representativo de paredes para o qual a razão h/L foi maior.

Estimativas conservadoras de tensões nas paredes sobre vigas com os extremos restringidos ou livres, baseadas no parâmetro K acima são:

a) Momento máximo na viga

$$M_v = \frac{P \cdot L}{4 \left(\frac{E_{par} \cdot t \cdot L^3}{E_{vig} \cdot I_{vig}} \right)^{1/3}} \quad (4.10.2)$$

b) Força máxima de tração na viga (tirante)

$$T = \frac{P}{3,4} \quad (4.10.3)$$

c) Máxima tensão normal vertical na parede

$$f_{par} = 1,63 \frac{P}{L \cdot t} \left(\frac{E_{par} \cdot t \cdot L^3}{E_{vig} \cdot I_{vig}} \right)^{0,28} \quad (4.10.4)$$

4.10.2 MÉTODO GRÁFICO

Neste método encontrado em HENDRY, SINHA & DAVIES [27], é assumido que há união entre a parede e a viga para suportar a tensão de cisalhamento na interface. A razão h/L deve ser maior ou igual a 0,6.

O carregamento, incluindo o peso próprio da parede, é representado pela carga distribuída ao longo do topo desta.

Dois parâmetros de rigidez, R e K_1 , são introduzidos para calcular as tensões e momentos. O primeiro é a rigidez à flexão, o segundo representa a rigidez axial, utilizado para determinar a força normal na viga.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_{par} \cdot t \cdot h^3}{E_{vig} \cdot I_{vig}}} \quad (4.10.5)$$

$$K_1 = \frac{E_{par} \cdot t \cdot h}{E_{vig} \cdot A_{vig}} \quad (4.10.6)$$

onde:

h = altura da parede;

A = área da seção transversal da viga.

Uma típica distribuição de tensão vertical na interface parede/viga é mostrada na Figura 4.33. Para simplificar a análise, é assumido que a distribuição destas tensões podem ser representadas por uma linha reta, uma parábola do segundo grau ou uma parábola cúbica, dependendo do valor de R .

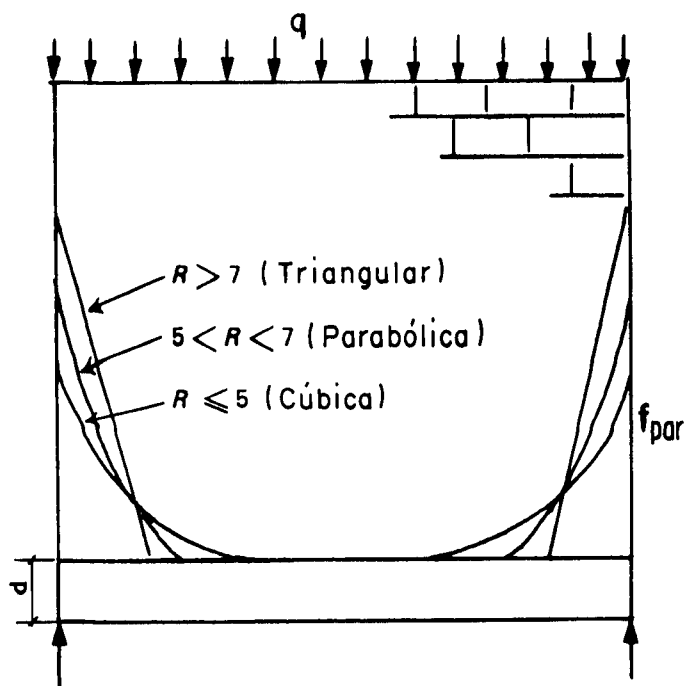


Fig. 4.33 - Distribuição das tensões verticais
(Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

A força axial na viga é assumida como linear, com um valor máximo no centro e zero nos apoios.

Os valores a serem obtidos com utilização de ábacos são:

a) Máxima tensão vertical na parede (f_{par})

Esta tensão é máxima sobre os apoios e pode ser determinada usando a equação:

$$f_{par} = \frac{P}{L \cdot t} \cdot C_1 \quad (4.10.7)$$

onde C_1 pode ser obtido no ábaco da Figura 4.34, usando o valor de R e h/L .

b) Força axial na viga (T)

A força axial é assumida máxima no centro e pode ser determinada usando a equação:

$$T = P \cdot C_2 \quad (4.10.8)$$

onde C_2 pode ser determinado no ábaco da Figura 4.35, usando os valores de K_1 e h/L .

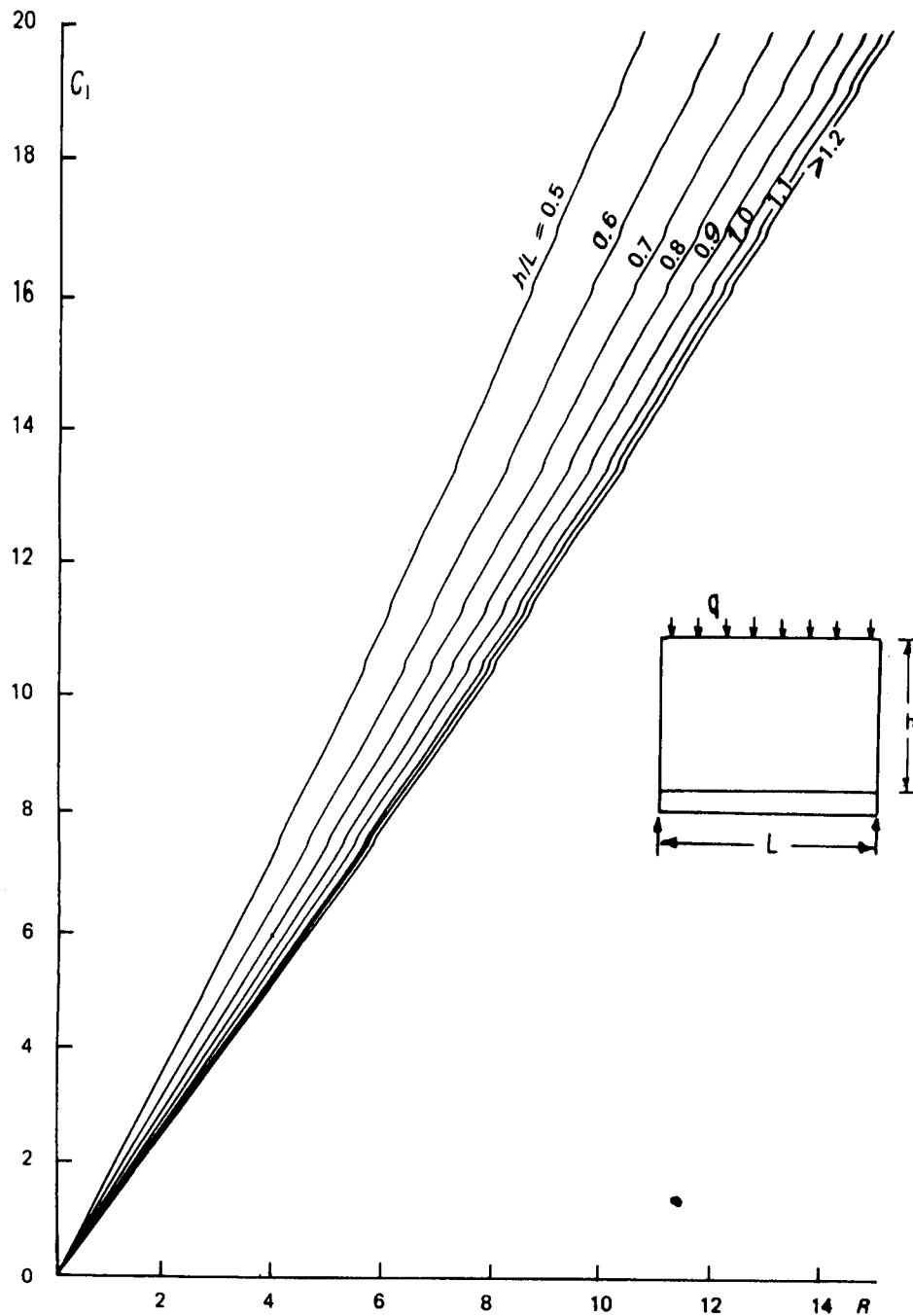


Fig. 4.34 - Parâmetro de rigidez à flexão, C_1
(Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

c) Máxima tensão de cisalhamento na interface parede-viga (τ_{int})

Esta tensão ocorre com valor máximo próximo aos apoios e pode ser determinada pela equação:

$$\tau_{int} = \frac{P}{L \cdot t} \cdot C_1 \cdot C_2 \quad (4.10.9)$$

onde C_1 e C_2 são os valores obtidos nas Figuras 4.35 e 4.36.

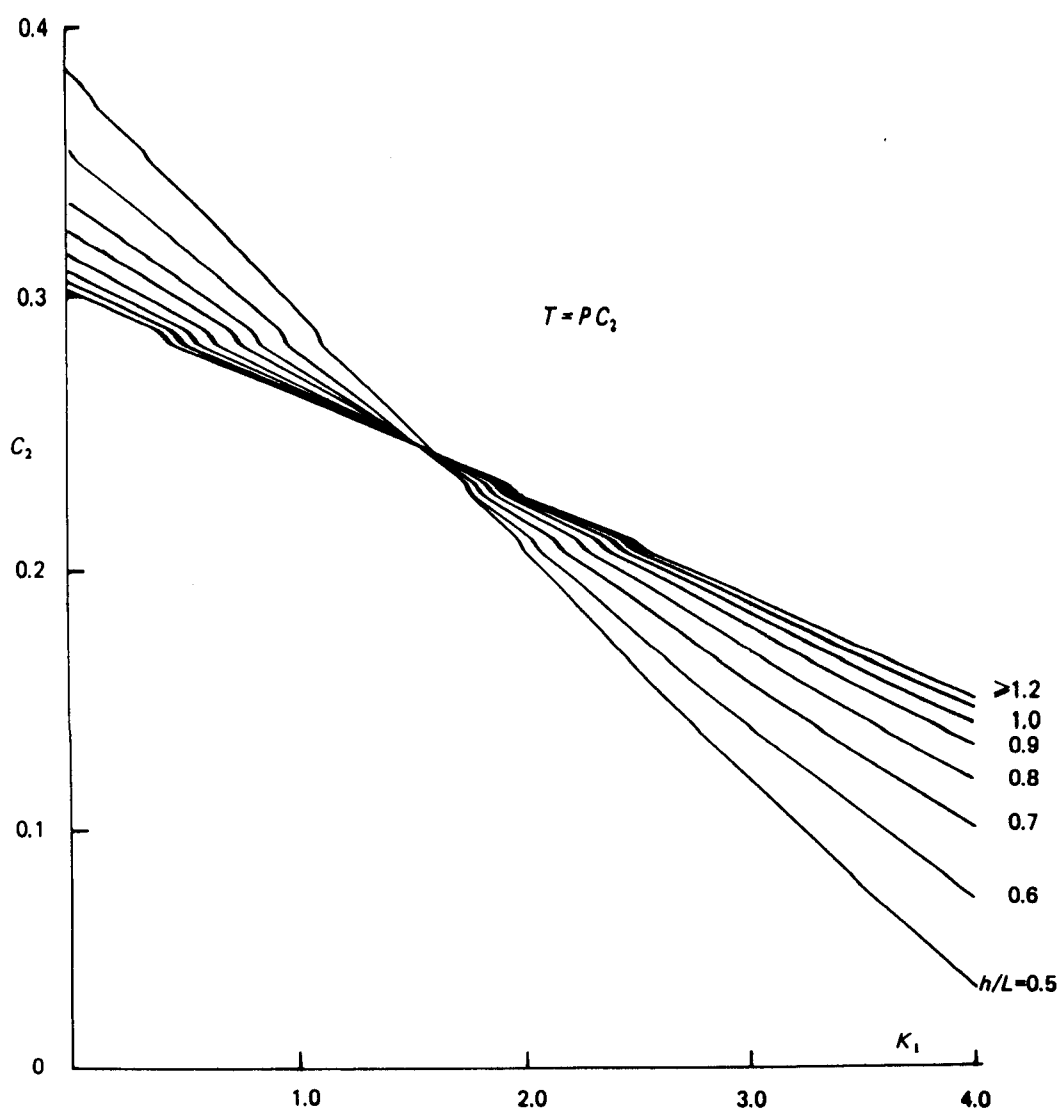


Fig. 4.35 - Parâmetro de rigidez axial, C_2
(Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

d) Momento Fletor na viga

O máximo momento fletor na viga não ocorre no centro, devido a influência das tensões de cisalhamento ao longo da interface. O momento fletor máximo e no centro podem, entretanto, ser obtidos através de gráficos (para um valor particular de R) pelo uso da abscissa apropriada, nas Figuras 4.36, 4.37 e 4.38.

Para obter o momento fletor máximo, pega-se o valor de C_2 no eixo das abscissas e para o momento central o valor de $C_1 \cdot C_2$. Em cada caso, para o valor da razão d/L (d = altura da viga), encontra-se o valor:

$$\frac{M \cdot C_1}{P \cdot L}$$

$$(4.10.10)$$

A localização aproximada do momento fletor máximo é dada pela equação:

$$x = \frac{P}{2 S \cdot f_{\text{par}} \cdot t_{\text{par}}} \quad (4.10.11)$$

onde S é um coeficiente que depende da forma do diagrama das tensões verticais e pode ser assumido igual a:

0,30 para $R \leq 5$;

0,33 para $5 < R < 7$;

0,5 para $R \geq 7$.

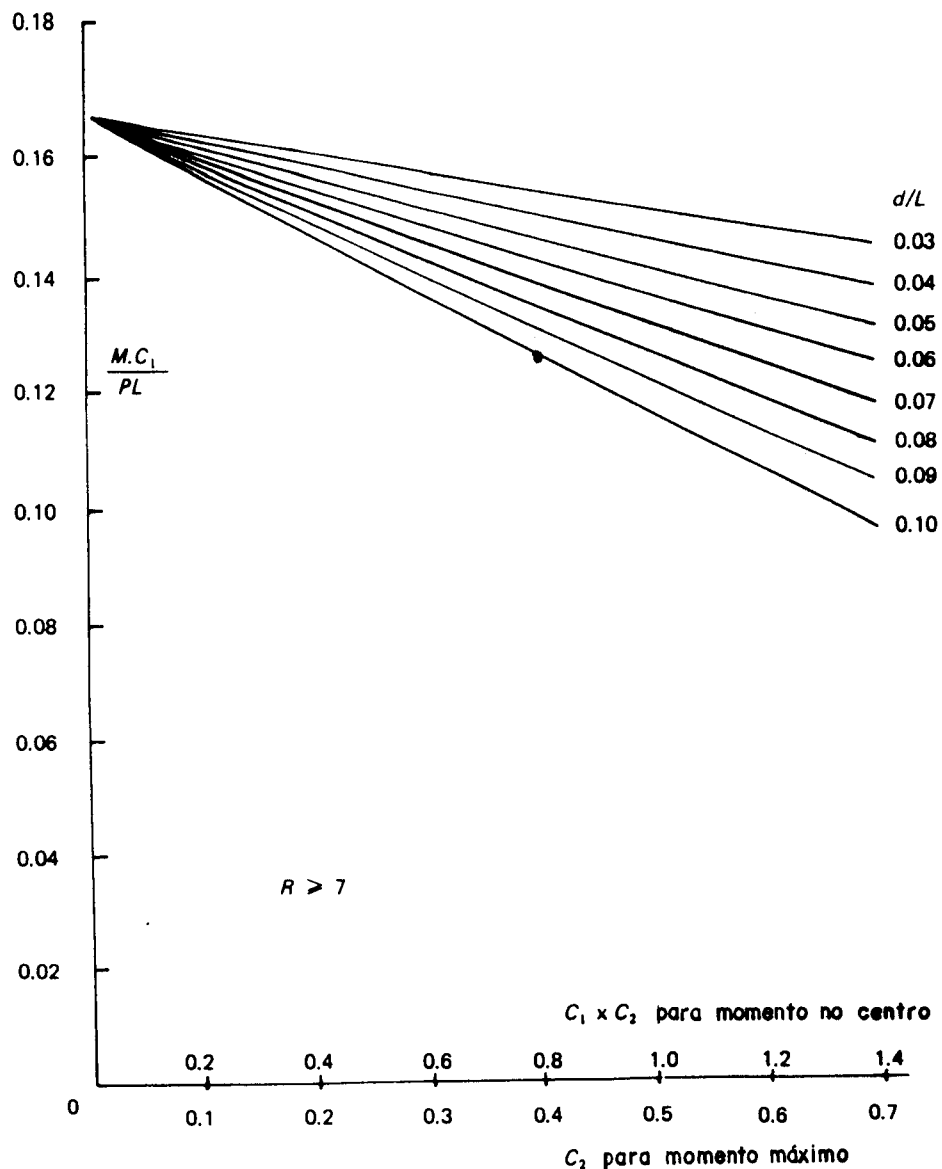


Fig. 4.36 - Momento para distribuição triangular de tensões (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

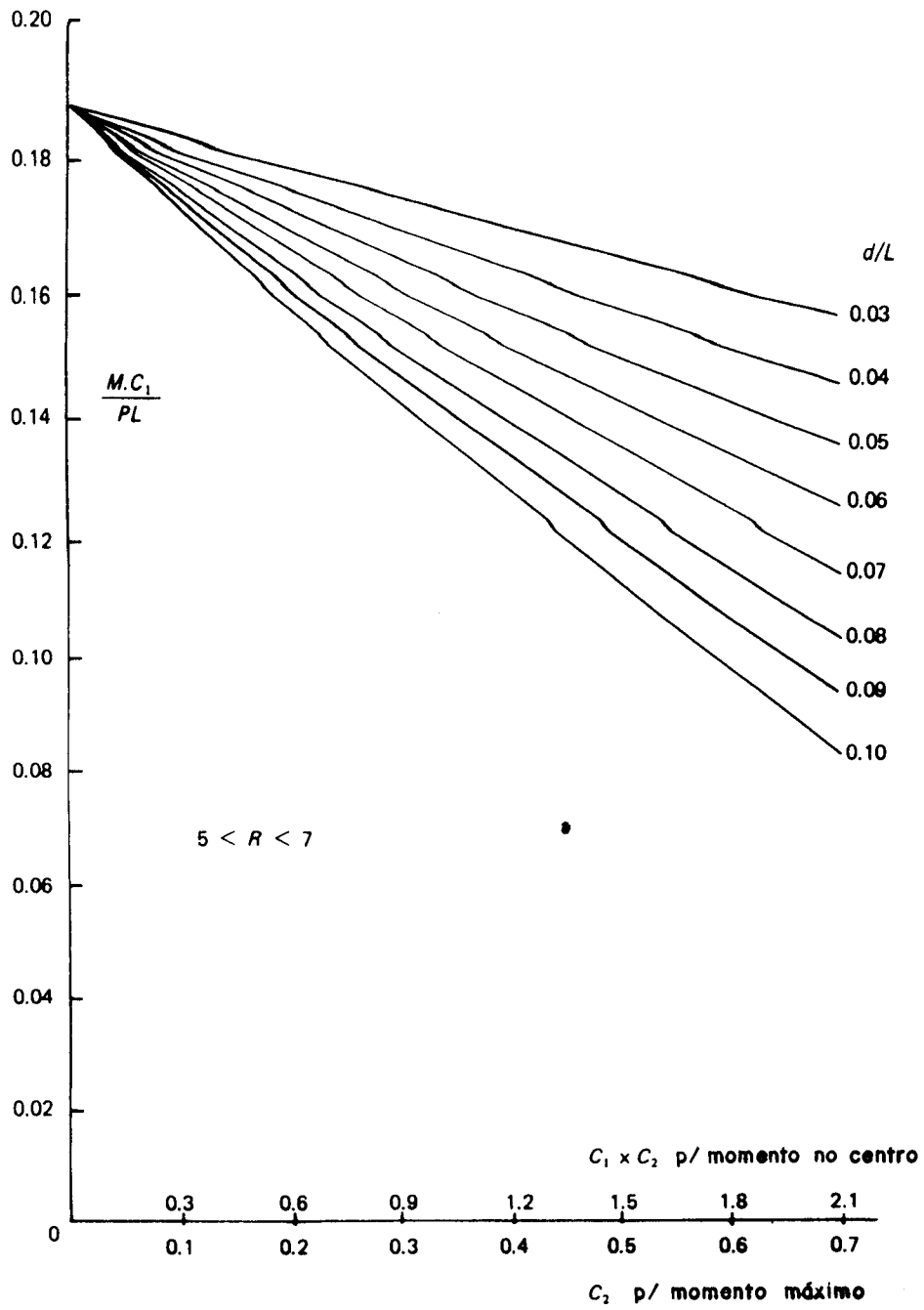


Fig. 4.37 - Momento para distribuição parabólica de tensões (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

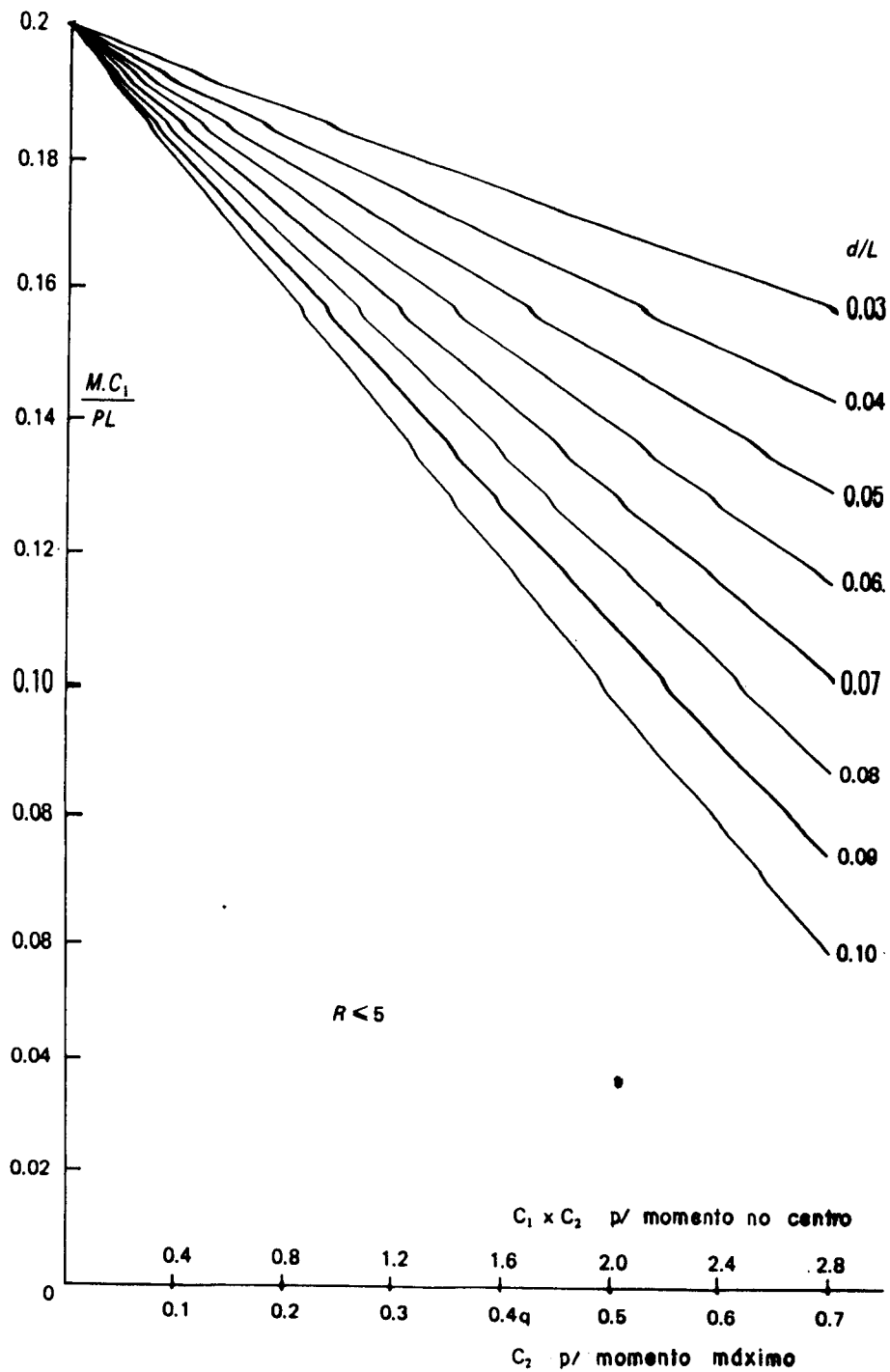


Fig. 4.38 - Momentos para distribuição cúbica de tensões
(Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

EXEMPLO

Seja a parede de alvenaria mostrada na Figura 4.39. Calcular as tensões na parede e momentos fletores na viga de apoio.

Dados:

$$E_{par} = 400 \times 6,5 = 2600 \text{ kN/cm}^2;$$

$$E_{vig} = 2850 \text{ kN/cm}^2;$$

$$t_{par} = 14 \text{ cm};$$

$$b_{vig} = 20 \text{ cm}.$$

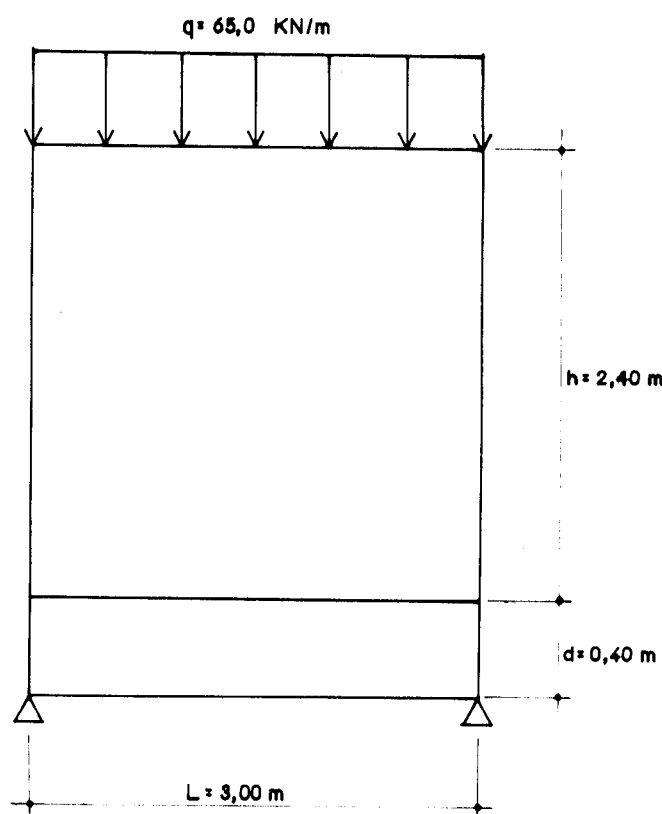


Fig. 4.39 - Parede sobre viga.

RESOLUÇÃO

a) Momento de inércia da viga:

$$I_v = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \times 40^3}{12} = 106667 \text{ cm}^4$$

b) Parâmetro R (Eq. 4.10.5):

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{par}} \cdot t \cdot h^3}{E_{\text{vig}} \cdot I_{\text{vig}}}} = \sqrt[4]{\frac{2600 \times 14 \times 240^3}{2850 \times 106667}} = 6,38$$

c) Parâmetro K_1 (Eq. 4.10.6):

$$K_1 = \frac{E_{\text{par}} \cdot t \cdot h}{E_{\text{vig}} \cdot A_{\text{vig}}} = \frac{2600 \times 14 \times 240}{2850 \cdot (20 \times 40)} = 3,83$$

d) Parâmetros C_1 e C_2 :

$$h/L = 240/300 = 0,80$$

$$d/L = 40/300 = 0,13$$

$$\left[\begin{array}{l} R = 6,38 \\ h/L = 0,80 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Figura 4.34}} C_1 = 9,00$$

$$\left[\begin{array}{l} K_1 = 3,83 \\ h/L = 0,80 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Figura 4.35}} C_2 = 0,13$$

e) Tensão vertical máxima na parede (Eq. 4.10.7):

$$P = 65,0 \times 3,0 = 195 \text{ kN}$$

$$f_{\text{par}} = \frac{P}{L \cdot t} \cdot C_1 = \frac{195}{300 \times 14} \times 9,00 = 0,418 \text{ kN/cm}^2$$

f) Força axial na viga (Eq. 4.10.8):

$$T = P \cdot C_2 = 195 \times 0,13 = 25,4 \text{ kN}$$

g) Máxima tensão de cisalhamento na interface (Eq. 4.10.9):

$$\tau_{\text{int}} = \frac{P}{L \cdot t} \cdot C_1 \cdot C_2 = \frac{195}{300 \times 14} \times 9,00 \times 0,13 = 0,054 \text{ kN/cm}^2$$

h) Momento fletor máximo e no centro da viga (Eq. 4.10.10):

Com o valor de R sendo $5 < R = 6,38 < 7$, na Figura 4.37 (distribuição parabólica de tensões) tem-se:

Momento máximo, com $C_2 = 0,13$ e $d/L = 0,13 \cong 0,10$

$$\frac{M \cdot C_1}{P \cdot L} = 0,168$$

$$M_{\text{max}} = \frac{0,168 \times 195 \times 300}{9,00} = 1092$$

$$M_{\text{max}} = 1092 \text{ kN.cm}$$

Momento no centro, com $C_1 \cdot C_2 = 1,17$ e $d/L \cong 0,10$

$$\frac{M \cdot C_1}{P \cdot L} = 0,13$$

$$M_{\text{cen}} = \frac{0,13 \times 195 \times 300}{9,00} = 845$$

$$M_{\text{cen}} = 845 \text{ kN.cm}$$

i) Localização do momento máximo (Eq. 4.10.11):

Como $5 < R < 7$, S assume o valor de $0,33$:

$$x = \frac{P}{2 S \cdot f_{\text{par}} \cdot t_{\text{par}}} = \frac{195}{2 \times 0,33 \times 0,418 \times 14} = 50,5 \text{ cm}$$

4. 11 ARMADURAS EM PAREDES

4.11.1 ARMADURA MÍNIMA

Nas paredes estruturais, deve ser disposta uma armadura mínima. Esta armadura será distribuída de forma que se tenha no máximo $2/3$ numa direção (vertical ou horizontal) e $1/3$ na outra direção (NBR 1228 [15]), com:

$$A_{s,\text{min}} = 0,2 \% A_{br}$$

onde:

$A_{s,\text{min}}$ = armadura mínima total;

A_{br} = área bruta da parede.

Barras de diâmetro máximo igual a $6,3$ mm podem ser colocadas na argamassa e consideradas como parte da armadura mínima necessária.

O espaçamento máximo das armaduras verticais deve ser o necessário para acomodar adequadamente o número de barras correspondentes à taxa de armadura mínima ($0,2$ %).

4.11.2 DIÂMETROS E ESPAÇAMENTOS

O diâmetro da armadura horizontal colocada na argamassa de assentamento de paredes deve ser (NBR 1228 [15]):

$$\phi_{\text{hor}} \begin{cases} \geq & 3,8 \text{ mm} \\ \leq & e/2 \end{cases}$$

onde:

ϕ_{hor} = diâmetro da barra horizontal;

e = espessura da argamassa de assentamento.

Se a armadura horizontal for constituída de malhas ou de barras com fios treliçados, os fios cruzados devem ter, no máximo, 5 mm de diâmetro.

A armadura na argamassa de assentamento deve ser contínua; existindo necessidade de emenda por justaposição, o trecho da emenda deve ter, no mínimo:

$$\begin{cases} 15 \text{ cm, quando se usam fios com mossas ou saliências;} \\ 30 \text{ cm, quando se usam fios lisos.} \end{cases}$$

O espaçamento mínimo entre as barras verticais é de 2 cm (Figura 4.40).

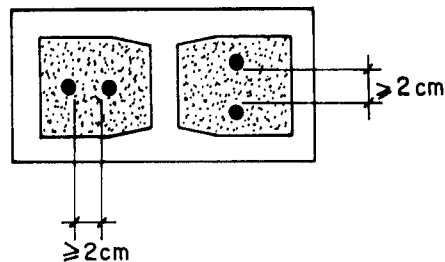


Fig. 4.40 - Espaçamento mínimo.

O espaçamento máximo entre barras verticais de paredes inteiramente grauteadas é de 120 cm (ACI 531 [23]), Figura 4.41.

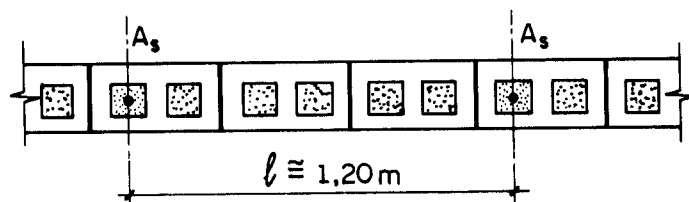


Fig. 4.41 - Espaçamento máximo de barras verticais.

Conforme o ACI 531 [23], o espaçamento máximo entre barras verticais e horizontais numa parede deve ser:

$$e_h = e_v \leq \begin{cases} 12 t \\ 240 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \quad e_h \cdot e_v \leq 3$$

com e_h e e_v em metros.

onde:

e_h = espaçamento horizontal entre barras;

e_v = espaçamento vertical entre barras;

t = espessura da parede.

4.11.3 ARMADURAS OBRIGATÓRIAS

Segundo o ACI 531 [23], para uma parede ser considerada armada, além dos dois itens anteriores, deve ter obrigatoriamente armaduras verticais e horizontais, relacionadas a seguir (Figura 4.42).

a) Armadura vertical

- em cada lado de qualquer abertura;
- nos cantos;
- nas extremidades livres;
- nos cruzamentos das paredes.

b) Armadura horizontal

- no topo das fundações;
- no topo e na base de qualquer abertura;
- ao nível de lajes e tetos;
- no topo dos parapeitos;
- nas juntas horizontais, espaçadas a cada 40 cm;
- nas paredes com juntas a prumo.

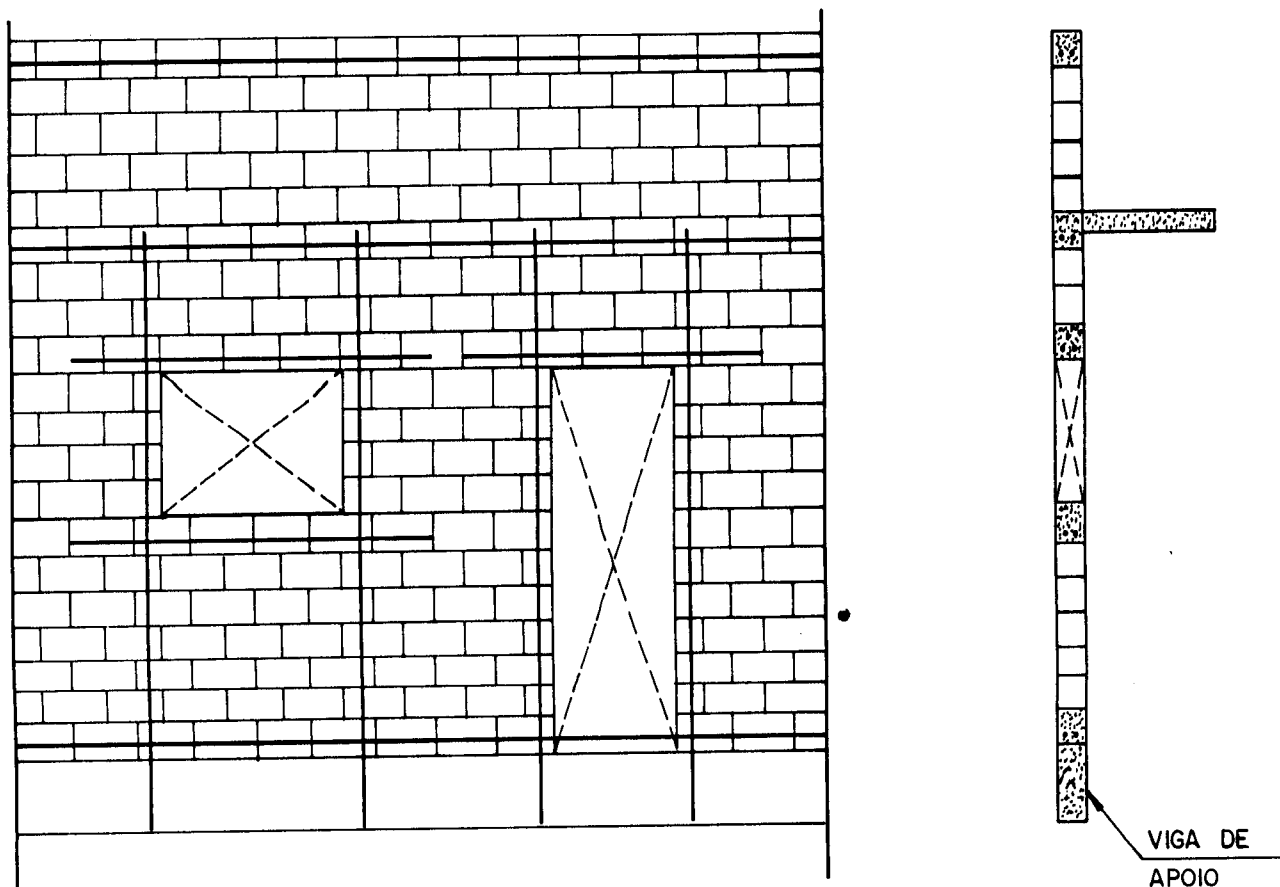


Fig. 4.42 - Armadura obrigatória em paredes.

4. 12 ARMADURAS EM PILARES

A taxa de armadura (ρ) das barras verticais não deve ser menor do que 0,3 % nem maior do que 1 % da área bruta do pilar.

$$0,3 \% A_{br} \leq \rho \leq 1 \% A_{br}$$

A armadura longitudinal deve conter no mínimo 4 barras de diâmetro igual ou superior a 12,5 mm (Figura 4.43).

Os estribos horizontais devem ter diâmetro maior ou igual a 5 mm.

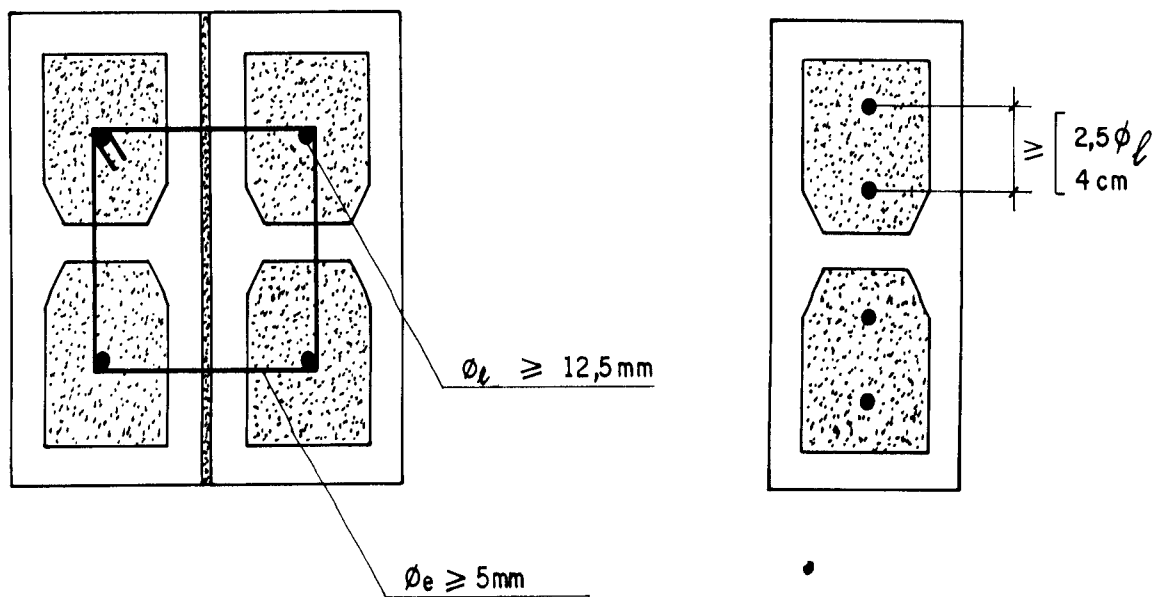


Fig. 4.43 - Diâmetros e espaçamentos mínimos.

CAPÍTULO 5

AÇÕES DE PROJETO

5.1 AÇÃO VERTICAL

A forma para quantificar as cargas verticais em paredes, lajes, vergas e pilares serão descritas nos itens seguintes.

As ações verticais atuantes nos edifícios são divididas em duas classes, definidas pela NBR 6120 [32]: carga permanente e carga accidental.

5.1.1 CARGA PERMANENTE (g)

É aquela constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Na NBR 6120 [32], encontra-se o peso específico aparente para vários materiais empregados na construção.

a) Peso próprio

As tabelas seguintes (TABELAS 5.1 a 5.7), extraídas do manual do ABCI [1], fornecem valores que auxiliam no cálculo do peso próprio de vários elementos componentes da alvenaria estrutural.

TABELA 5.1 - Peso específico aparente médio. .

Componente	γ_{ap} (kN/m ³)
Blocos de concreto	21,6
Blocos vazados de concreto	14,7
Blocos baianos (de vedação)	11,8
Tijolos maciços (olaria)	15,7
Tijolos sílico-calcário	11,8 - 17,6 ⁽¹⁾
Tijolos de concreto celular autoclavado (vedação)	4,0 ⁽²⁾ •
Tijolos de concreto celular autoclavado (estrutural)	5,9 ⁽²⁾
Argamassa de assentamento	18,6
Graute	21,6
Chapisco	20,6
Emboço (massa grossa)	20,6
Reboco (massa fina)	19,6

Observações:

- 1) Depende do tipo de bloco;
- 2) Peso específico aparente seco.

TABELA 5.2 - Cargas por m² de parede - Bloco estrutural de concreto.
Unidades: kN, m.

Características	Espessura do bloco (cm)	
	14	19
número de blocos por m linear	2,5	2,5
número de blocos por m ²	12,5	12,5
peso de um bloco	0,134	0,164
peso dos blocos por m ²	1,675	2,050
peso da argamassa	0,135	0,150
peso do revestimento ⁽¹⁾	0,200	0,200
peso total da parede sem revestimento	1,810	2,200
peso total da parede com revestimento ⁽¹⁾	2,010	2,400

Observação:

1) Revestimento de 5 mm de argamassa em ambas as faces da parede.

TABELA 5.3 - Cargas por m² de parede - Bloco de vedação de concreto.
Unidades: kN, m.

Características	Espessura da parede (cm)				
	7	9	11,5	14	19
n.º de blocos por m linear	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
n.º de blocos por m ²	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
peso de um bloco	0,072	0,089	0,102	0,122	0,157
peso dos blocos por m ²	0,900	1,110	1,270	1,520	1,960
peso da argamassa	0,070	0,105	0,120	0,135	0,150
peso do revestimento ⁽¹⁾	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
peso total da parede sem revestimento	0,970	1,210	1,390	1,650	2,110
peso total da parede com revestimento ⁽¹⁾	1,170	1,410	1,590	1,850	2,310

Observação:

1) Revestimento de 5 mm de argamassa em ambas as faces da parede.

TABELA 5.4 - Cargas por m² de parede - Bloco estrutural de concreto.
Unidades: kN.

Número de furos com graute em 1 m linear	Espessura do bloco					
	Peso do graute		s/ revestim.		c/ revestim.	
	14	19	14	19	15	20
1	0,276	0,378	2,090	2,580	2,280	2,780
2	0,552	0,756	2,360	2,960	2,560	3,160
3	0,828	1,134	2,640	3,330	2,840	3,530
4	1,104	1,512	2,910	3,710	3,110	3,910
5	1,380	1,890	3,190	4,090	3,390	4,290

Observações:

1) Revestimento de 5 mm de argamassa em ambas as faces da parede.

2) Cálculos efetuados considerando a área vazada média dos blocos.

TABELA 5.5 - Cargas por m² de parede - Bloco cerâmico de vedação.
Unidades: kN, m.

Características	Espessura do bloco (cm)			
	7	9	9	11,5
	7x19x33	9x19x33	9x19x19	11,5x19x33
n.º de blocos por m linear	3,0	3,0	5,0	3,0
n.º de blocos por m ²	15,0	15,0	25,0	15,0
peso de um bloco	0,03	0,049	0,03	0,054
peso dos blocos por m ²	0,45	0,735	0,75	0,81
peso da argamassa	0,12	0,14	0,14	0,16
peso do revestimento ⁽¹⁾	0,20	0,20	0,20	0,20
peso total da parede sem revestimento	0,57	0,87	0,89	0,97
peso total da parede com revestimento ⁽¹⁾	0,77	1,07	1,09	1,17

Observação:

1) Revestimento de 5 mm de argamassa em ambas as faces da parede.

TABELA 5.6 - Cargas por m² de parede - Bloco cerâmico de vedação.
Unidades: kN, m.

Características	Espessura do bloco (cm)		
	14	14	19
	14x19x33	14x19x29	19x19x33
n.º de blocos por m linear	3,0	3,3	3,0
n.º de blocos por m ²	15,0	16,5	15,0
peso de um bloco	0,065	0,045	0,08
peso dos blocos por m ²	0,975	0,75	1,20
peso da argamassa	0,20	0,20	0,28
peso do revestimento ⁽¹⁾	0,20	0,20	0,20
peso total da parede sem revestimento	1,17	0,95	1,48
peso total da parede com revestimento ⁽¹⁾	1,37	1,15	1,68

Observação:

1) Revestimento de 5 mm de argamassa em ambas as faces da parede.

TABELA 5.7 - Cargas por m linear de canaleta de concreto preenchida com graute.

Dimensões canaleta	N de canal. por m linear	Peso das canal. kN/m	Volume do graute m ³ /m	Peso do graute kN/m	Peso total da canal. kN/m
19x19x39	2,5	0,437	0,022	0,484	0,920
14x19x39	2,5	0,340	0,014	0,308	0,650
11,5x19x39	2,5	0,245	0,012	0,264	0,510
19x19x19	5,0	0,460	0,022	0,484	0,940
14x19x19	5,0	0,360	0,014	0,308	0,670
11,5x19x19	5,0	0,300	0,012	0,264	0,560
9x19x19	5,0	0,215	0,008	0,176	0,390

Observação:

$$1) \gamma_g = 2,2 \text{ kN/m}^3$$

b) Contrapiso (ou camada de regularização)

Normalmente, os contrapisos são constituídos de argamassa de cimento e areia, com alto teor de cimento, o que lhes confere um peso específico em torno de $21,0 \text{ kN/m}^3$.

c) Revestimento do teto (forro)

Os revestimentos de teto são normalmente constituídos de argamassas mais leves, com peso específico em torno de $19,0 \text{ kN/m}^3$.

d) Piso

A carga permanente devida ao piso varia bastante, podendo assumir valores entre $0,05 \text{ kN/m}^2$, no caso de pisos tipo paviflex, e $0,60 \text{ kN/m}^2$, no caso de pisos de mármore ou granitos com espessura de $2,0 \text{ cm}$.

Recomenda-se analisar a possibilidade do piso vir a receber revestimento com mármore ou granito.

5.1.2 CARGA ACIDENTAL (q)

É aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.). Também chamada carga de utilização ou sobrecarga, está definida na NBR 6120 [32], na Tabela 2, "Valores mínimos das cargas verticais", em função do tipo de ocupação da estrutura.

5.1.3 PAREDES

Nas paredes estruturais, uma carga concentrada ou parcialmente distribuída (Figura 5.1) pode ser suposta repartida uniformemente em seções horizontais, limitadas por dois planos inclinados de 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação da carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação.

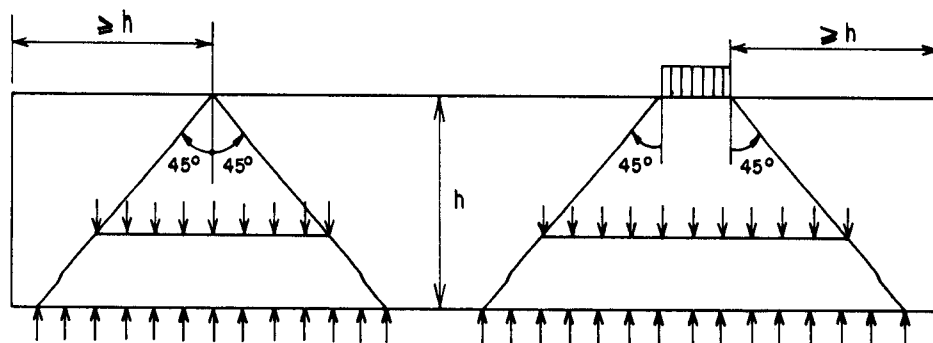


Fig. 5.1 - Distribuição de cargas concentradas e parcialmente distribuídas em paredes.

Nas seções horizontais acima e abaixo de eventuais aberturas, a distribuição da carga é feita excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45° , tangentes às bordas da abertura (Figura 5.2).

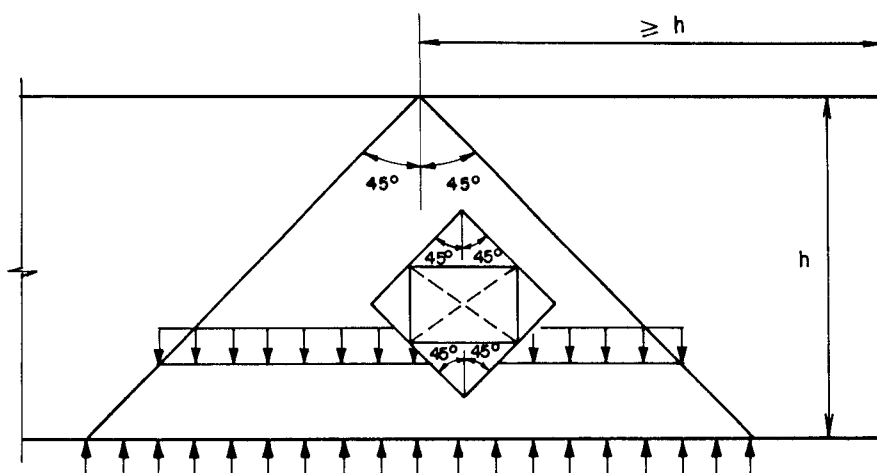


Fig. 5.2 - Distribuição de cargas nas paredes com abertura.

A distribuição das cargas verticais entre as paredes estruturais pode ser simples ou complexa, dependendo da complexidade em que as paredes se apresentam dispostas. Para estruturas de plantas complexas, consideráveis diferenças podem resultar entre as cargas calculadas e as cargas reais nas paredes.

Normalmente, como no caso das vigas de concreto armado, a distribuição das cargas verticais entre as paredes é feita subdividindo a laje de piso em triângulos e trapézios de influência e as cargas destas áreas são consideradas sobre as paredes adjacentes. Como se sabe, a carga da laje sobre uma parede não é uniforme ao longo do comprimento da parede; no centro está a maior concentração. De acordo com HENDRY [30] "é provável que esta não uniformidade vá

gradualmente se nivelando nas seções mais inferiores da parede que nos pavimentos inferiores de um edifício alto haja uma tendência à uniformidade".

Determinações experimentais, feitas por Stockbridge e citadas por HENDRY [30], dão razões para acreditar que em edifícios altos (dez andares ou mais) há uma tendência para as tensões das seções mais baixas das paredes se uniformizarem, não apenas em uma parede, mas para um grupo de paredes interligadas. SUTHERLAND [21] afirma que "a intuição permite-nos pensar que em edifícios altos, as deformações da totalidade da estrutura conduzem a uma equalização dos esforços em um grupo de paredes, assim como nas próprias paredes".

Portanto, as paredes que em conjunto formam o arranjo estrutural do edifício, devem ser subdivididas em subestruturas, agrupando-se as paredes interligadas. As paredes que compõem as subestruturas terminam ou são limitadas no meio de aberturas como janelas. Paredes com grandes comprimentos também são divididas em subestruturas diferentes. As cargas verticais sobre cada parede podem ser determinadas independentemente, como nos tramos das vigas de concreto armado, mas, nas seções dos primeiros pavimentos, as cargas nas paredes de uma subestrutura podem ser homogeneizadas.

5.1.4 LAJES

As cargas previstas no cálculo das lajes são as cargas permanentes (descritas no item 5.1.1) e as acidentais, segundo a NBR 6120 [34].

No cálculo e dimensionamento das lajes, são válidos os itens concernentes da NBR 6118 [33].

5.1.5 VERGAS

Para o cálculo das vergas, só é necessário tomar como carregamento o peso da parte da parede compreendida no triângulo isósceles definido sobre esta (Figura 5.3). A carga uniformemente distribuída de um pavimento, acima do triângulo referido, não é considerada no dimensionamento da verga.

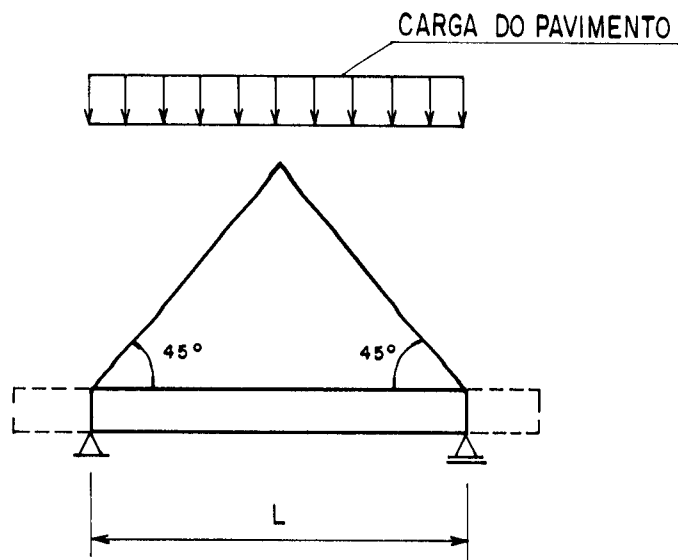


Fig. 5.3 - Carga do pavimento não considerada.

Da carga distribuída de um pavimento que atuar sobre a verga, dentro do triângulo referido, só é necessário considerar a carga compreendida no triângulo (Figura 5.4).

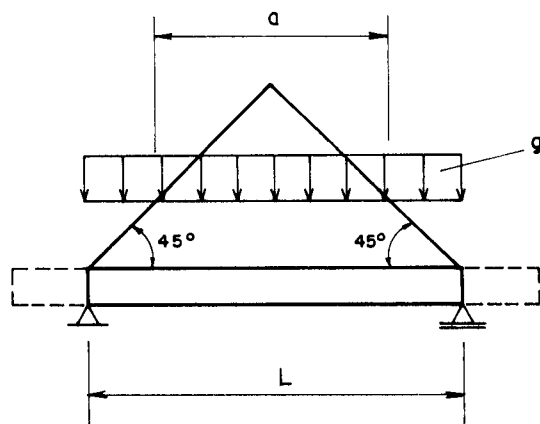


Fig. 5.4 - Carga do pavimento a ser considerada.

Para forças concentradas sobre vergas de portas ou janelas, que se apliquem no interior ou na proximidade do triângulo de carga, é adotada uma distribuição a 60° . Se a força concentrada ficar fora do triângulo de carga, só deve ser considerada sobre a verga a carga uniformemente distribuída proveniente da força P , na distância a do vão da verga (Figura 5.5). A carga uniformemente distribuída proveniente da força concentrada, deve-se acrescentar cargas de alvenaria e de lajes situadas dentro do triângulo de carga sobre a verga.

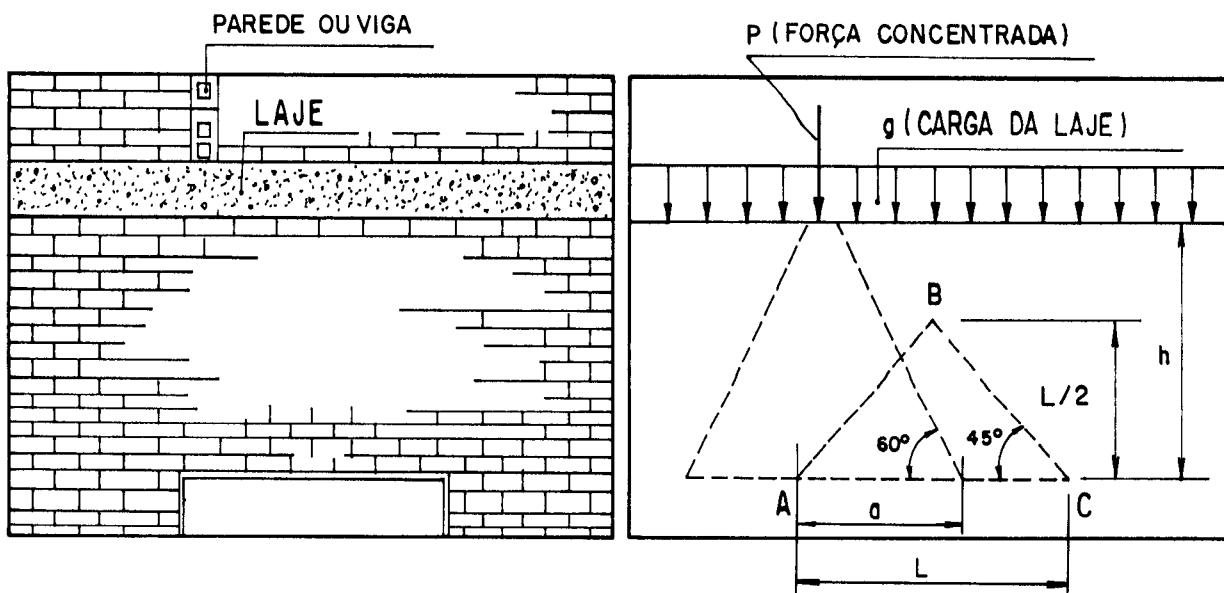


Fig. 5.5 - Força concentrada fora do triângulo de carga.

Supõe-se, para aplicação do exposto acima, que um efeito de arco pode ser considerado na vizinhança superior da verga e da área de carga, desde que não exista nesta vizinhança nenhuma abertura que destrua a continuidade da alvenaria. Este efeito faz com que a carga caminhe pela parede, sem solicitar a verga que se localiza abaixo.

5.1.6 PILARES

O cálculo dos elementos de alvenaria armada, solicitados à compressão axial ou excêntrica, é feito em função das cargas de serviço, sem majoração, e das tensões admissíveis. É considerada a seção transversal da alvenaria não revestida, acrescida, quando for o caso, da seção transversal dos furos verticais preenchidos com graute.

Nas paredes com cargas concentradas ou submetidas a cargas parcialmente distribuídas, o comprimento da parede a ser considerado como pilar não deve exceder a distância de centro a centro entre cargas, nem a largura do apoio mais quatro vezes a espessura da parede (Figuras 5.6 e 5.7). Nestas condições, quando as armaduras das paredes resistentes são projetadas, montadas e ancoradas como se fossem um pilar, as tensões admissíveis devem ser aquelas dos pilares.

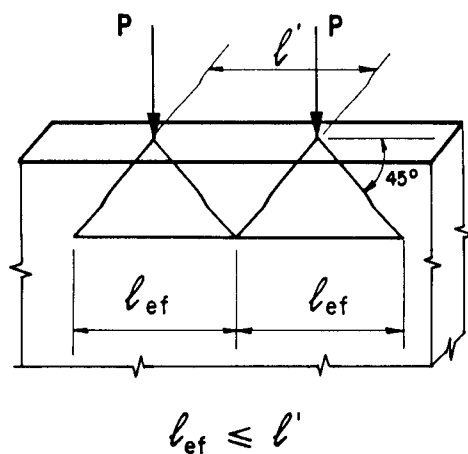


Fig. 5.6 - Carga concentrada sobre parede.

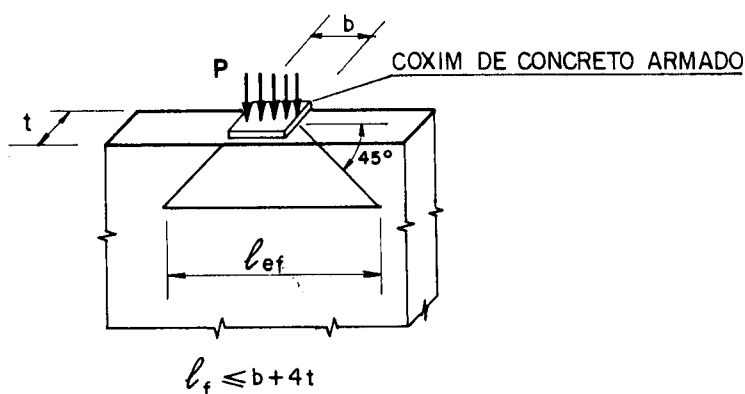


Fig. 5.7 - Carga parcialmente distribuída sobre parede.

5.2 AÇÃO HORIZONTAL DO VENTO

Preconiza a NBR 1228 [15] item 4.3.1.1, que: "os edifícios de alvenaria devem ser contraventados de tal forma que não ocorram grandes deslocamentos relativos entre o topo e a base. Esta condição, admite-se atendida quando:

a) Dispõem-se paredes resistentes em dois sentidos, de modo a proporcionar estabilidade lateral dos componentes e ao conjunto estrutural;

b) A laje é calculada como solidária com as paredes resistentes e funcionando como diafragma rígido, de forma a transferir a estas os esforços horizontais" (Figura 5.8).

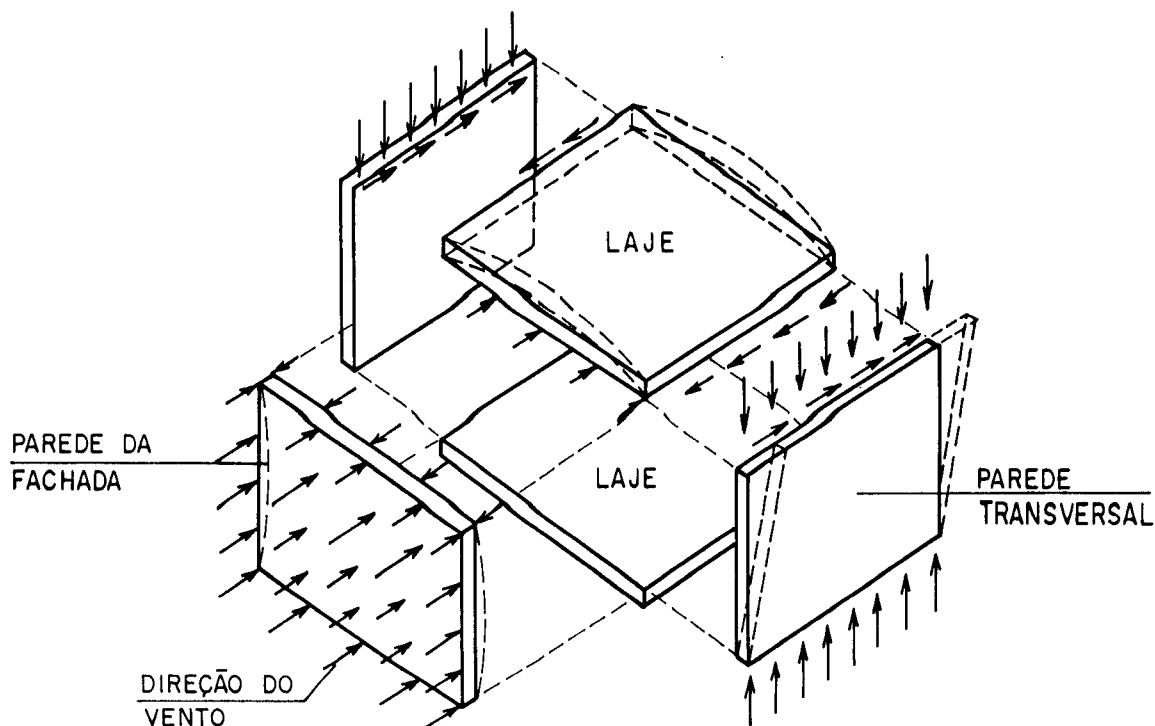


Fig. 5.8 - Ação conjunta de paredes e laje sob a ação do vento (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

Conforme a mesma norma, a consideração dos esforços solici-
tantes provenientes da ação do vento pode ser dispensada no caso de
edifício de até cinco pavimentos, se a planta contém paredes enri-
jecedoras e resistentes, como disposto anteriormente. Nos demais
casos, exige-se a verificação do edifício aos esforços horizontais do
vento.

A norma DIN 1053 [29] dispensa a consideração da ação do
vento para edifícios de até 6 pavimentos, desde que sejam obedecidos
os requisitos referentes a paredes enrijecedoras e espessura mínima
das paredes enrijecidas. Na Inglaterra, segundo SUTHERLAND [21], para
edifícios de até 12 m de altura (quatro pavimentos) não se leva em
conta as forças do vento. Para SOANE [26], os efeitos do vento só são
significativos para edifícios de mais de dez andares (na Inglaterra).

SUTHERLAND [21], citado por SABBATINI [34], diz que teori-
camente é possível construir edifícios de até 30 pavimentos com alve-
naria não armada. Mas o limite prático é de 15 a 20 pavimentos, jus-
tamente porque, em edifícios de altura superior a estes limites, é
normal a ocorrência de tensões de tração de valores superiores à
pré-compressão devida às cargas permanentes.

Convencionalmente, a ação do vento sobre o edifício é

assumida como ação estática. Esta ação depende de uma série de fatores, tais como: situação local do edifício, velocidade do vento, fatores topográficos, forma do edifício, etc.

5.2.1 MÉTODOS TEÓRICOS PARA ANÁLISE DA AÇÃO DO VENTO

São vários os métodos teóricos possíveis para a análise da ação do vento sobre o edifício de alvenaria. HENDRY, SINHA, & DAVIES [27], descrevem alguns métodos (Figura 5.9).

a) Paredes em balanço

A estrutura resistente do edifício é formada pelas paredes verticais engastadas na fundação e em balanço no topo (Figura 5.9a). Cada parede recebe uma parcela da carga total do vento, em proporção à sua rigidez à flexão. Este é o método mais comumente utilizado para o projeto de edifício em alvenaria estrutural.

b) Pórtico Equivalente

Neste método, as paredes e lajes são substituídas por barras, formando um pórtico plano. As barras verticais e horizontais devem ter a mesma rigidez à flexão que as paredes e lajes, respectivamente (Figura 5.9b). As colunas são tomadas no centro de gravidade das paredes adjacentes.

c) Pórtico Equivalente Refinado

Consiste num refinamento do método anterior. A estrutura idealizada como pórtico considera a barra horizontal com rigidez infinita no comprimento correspondente à parede (Figura 5.9c).

d) Contínuo

O sistema discreto de conexão de lajes ou vigas é substituído por um cisalhamento médio equivalente, assumido como contínuo na altura total das paredes (Figura 5.9d).

e) Elementos Finitos

Este método fornece uma poderosa análise numérica da estrutura, mas necessita de programas de computador bem elaborados. É indicado para estruturas mais complexas (Figura 5.9e).

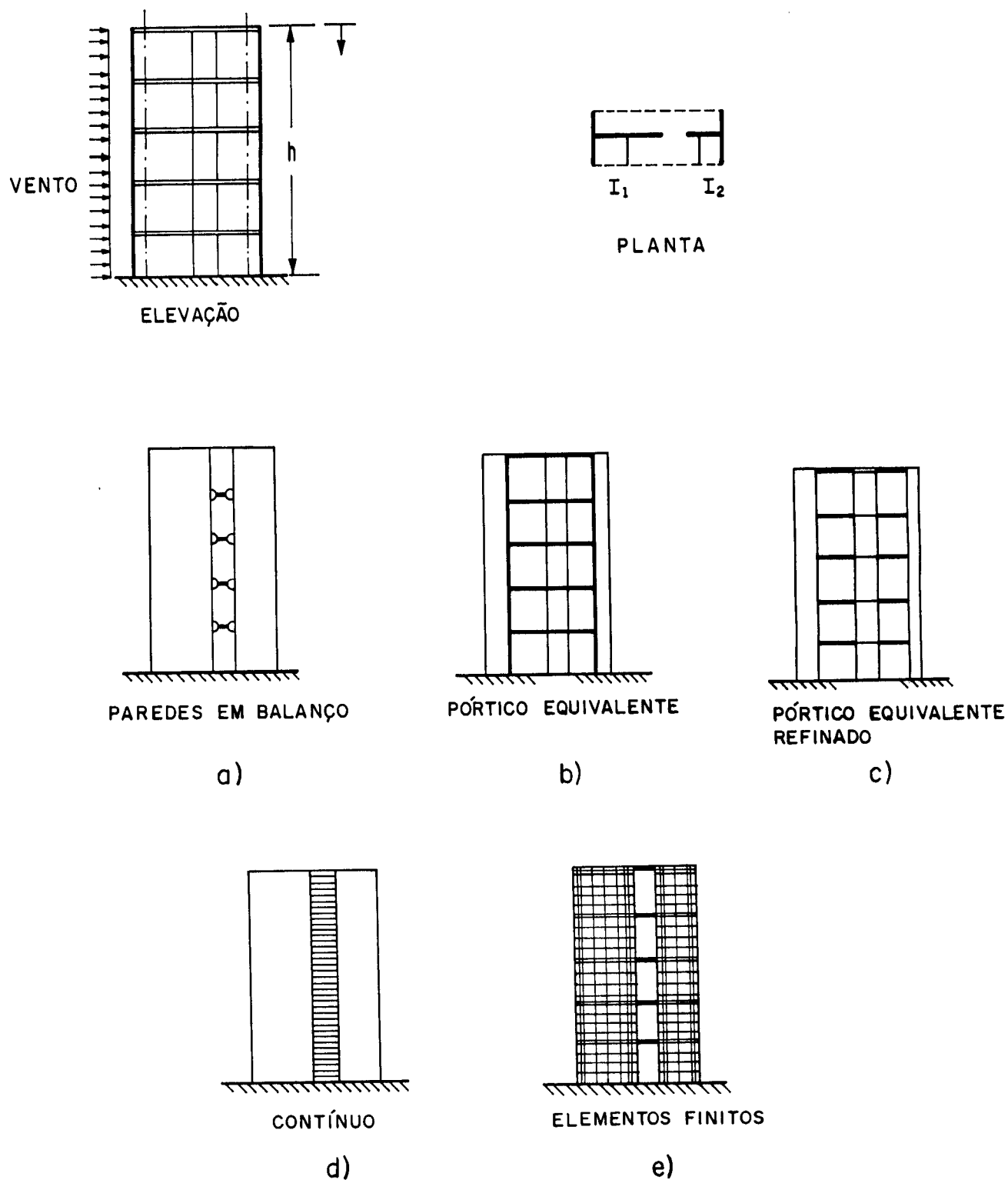


Fig. 5.9 - Idealizações teóricas para a consideração da ação do vento (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

HENDRY, SINHA & DAVIES [27], construíram um edifício de alvenaria para ensaio. O edifício, construído numa pedreira abandonada, ao lado de uma parede vertical de rocha para servir de reação aos macacos, consiste numa planta simples e de cinco pavimentos (Figura 5.10).

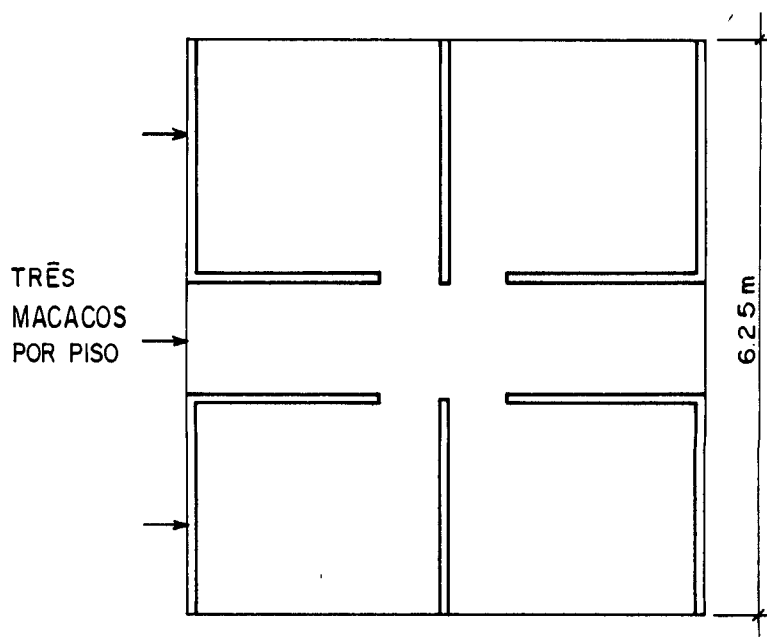


Fig. 5.10 - Planta do edifício para ensaio.

A Figura 5.11 mostra as deformações no edifício. Nota-se que os melhores resultados foram obtidos com o método dos Elementos Finitos e Pórtico Equivalente. O método das paredes em balanço engastadas na base, que já foi muito utilizado nos projetos de edifícios, leva a uma deformação maior do que a obtida experimentalmente.

A distribuição das tensões sobre as paredes, próximo ao nível do solo, não são lineares (Figura 5.12). Todos os métodos teóricos, com exceção do Elementos Finitos, assumem uma variação linear de tensões sobre as paredes, não levando a resultados exatos.

Comparando os métodos teóricos com o experimental, percebe-se que a melhor aproximação é dada pelo método dos Elementos Finitos. HENDRY, SINHA & DAVIES [27] justificam a utilização deste método apenas para os casos especiais e mais complexos. O comportamento estrutural do edifício pode também ser avaliado, com boa aproximação, pelo pórtico equivalente (ver item 5.2.6).

O método contínuo não fornece resultados satisfatórios para estruturas de alvenaria, portanto, a sua aplicação não é aconselhável.

O método da parede em balanço é uma simplificação do

comportamento estrutural do edifício e é muito conservativo. Mas devido à sua simplicidade, pode ser utilizado para estimativa de momentos fletores e forças cortantes nas paredes do edifício.

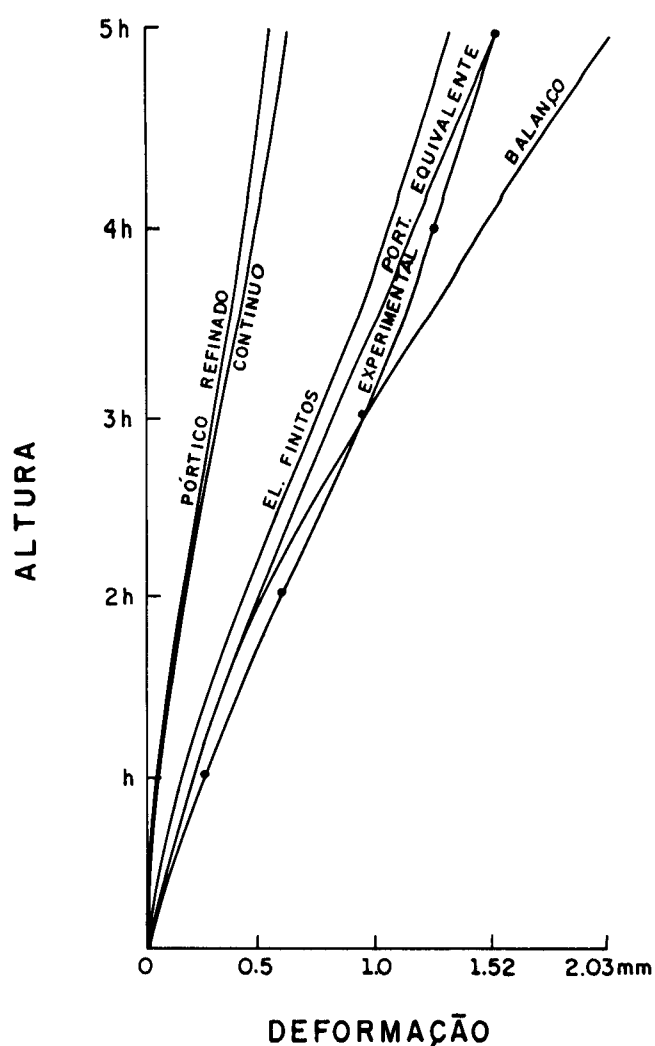


Fig. 5.11 - Deformações no edifício ensaiado
(Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

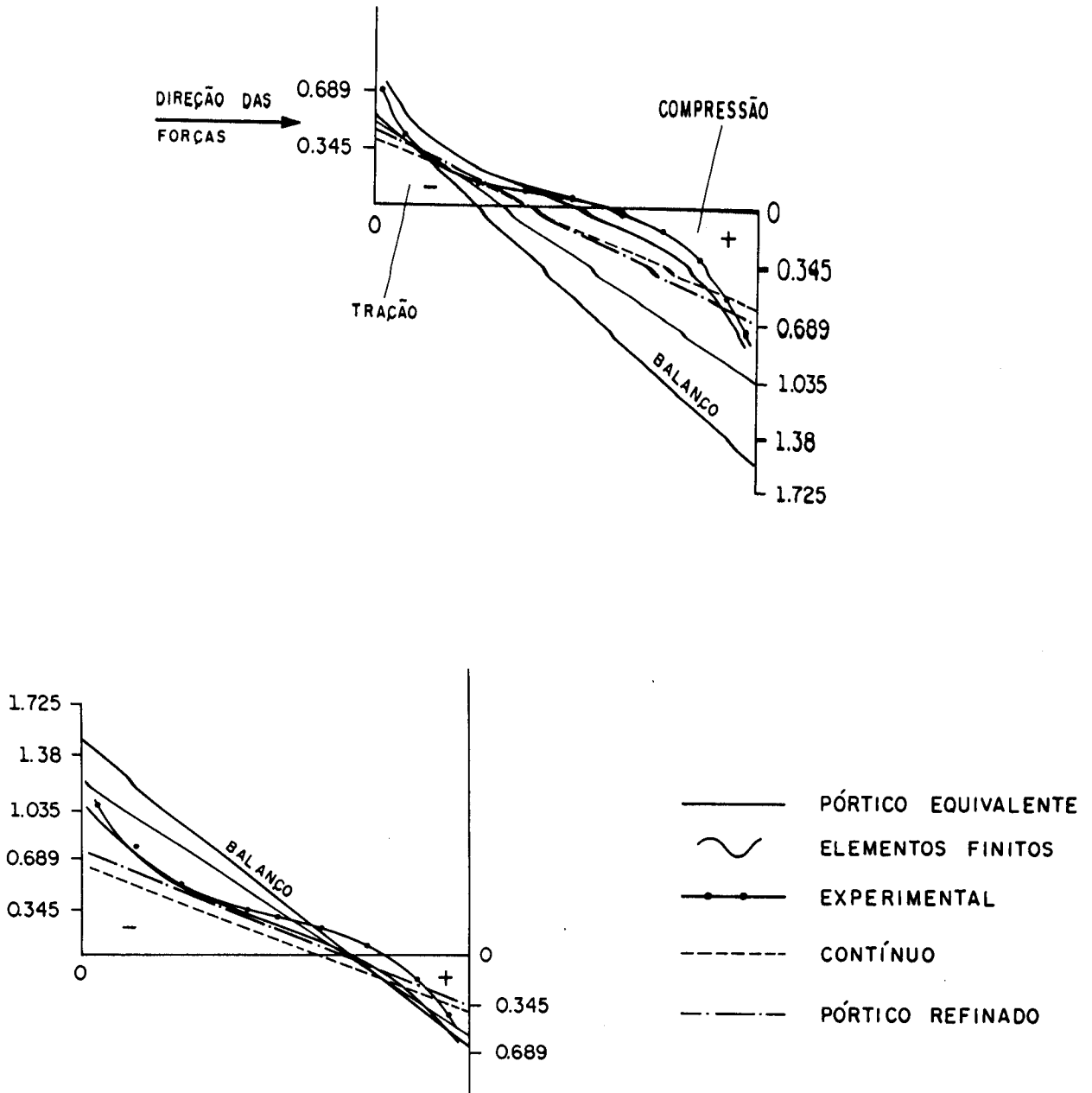


Fig. 5.12 - Distribuição das tensões na base das paredes (N/mm²) (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

5.2.2 DIAFRAGMAS

Os elementos horizontais, tais como lajes e forros, que transmitem os esforços horizontais a pilares e paredes estruturais, são chamados diafragmas (Figura 5.13).

Além da transmissão dos esforços horizontais, os diafragmas têm outra função muito importante, que é a de proporcionar um conjunto estrutural monolítico.

A Tabela 5.8, extraída do manual da ABCI [1], fornece a razão máxima entre os lados de lajes, para que possam funcionar como diafragma.

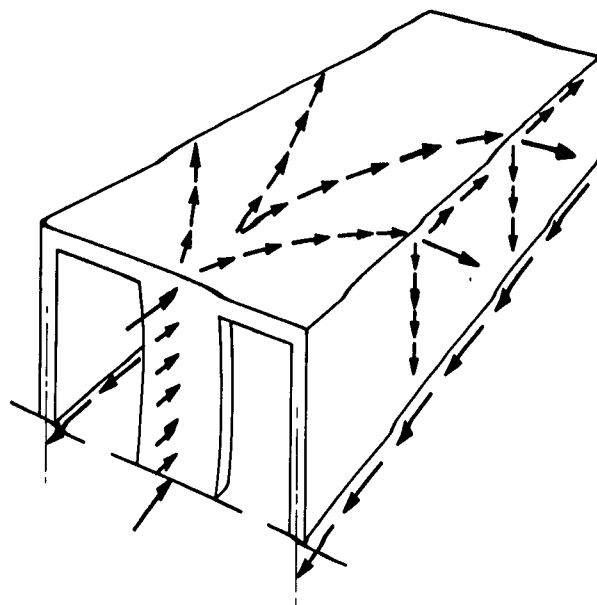


Fig. 5.13 - Ação do diafragma (Fonte: AMRHEIN [14]).

TABELA 5.8 - Relação dimensional máxima de diafragma.

Tipo de laje	$\frac{\text{Lado maior}}{\text{Lado menor}}$
Maciça de concreto moldada no local	4:1
Pré-moldada de concreto	3:1
Treliçada	3:1
Mista aço-concreto	3:1
Metálica sem enchimento de concreto	2:1
Pré-moldada (tipo pré)	2:1
Forro de gesso, moldado no local	3:1
Forro em madeira	2:1

Os diafragmas são classificados em função da rigidez horizontal que as lajes proporcionam ao edifício.

a) DIAFRAGMA RÍGIDO

São as lajes que podem transmitir os esforços de cisalhamento e de rotação do conjunto às paredes estruturais. Os esforços horizontais são distribuídos proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais.

São consideradas lajes rígidas:

- as lajes maciças em geral;
- as lajes mistas aço-concreto.

EXEMPLO

Considere o conjunto mostrado na Figura 5.14, composto pelas paredes 1 e 2, com rigidez relativa de 5 e 3, respectivamente. A laje pode ser considerada como diafragma rígido e o conjunto está submetido a uma ação lateral do vento de 400 kN. Se desprezados os esforços de torção, quanto de força irá para cada parede?

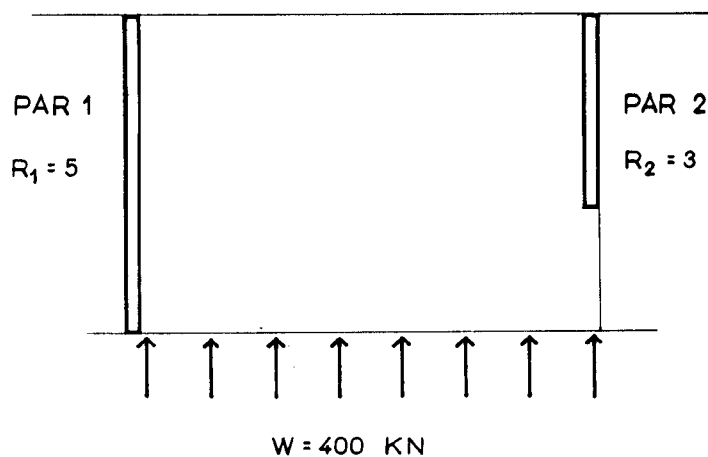


Fig. 5.14 - Diafragma rígido.

$$\text{Rigidez total} = \sum R = R_1 + R_2 = 5 + 3 = 8$$

$$\text{Força na parede 1} = \text{Força} \frac{R_1}{\sum R} = 400 \frac{5}{8} = 250 \text{ kN}$$

$$\text{Força na parede 2} = \text{Força} \frac{R_2}{\sum R} = 400 \frac{3}{8} = 150 \text{ kN}$$

$$\text{Força total nas paredes} = 250 + 150 = 400 \text{ kN}$$

b) DIAFRAGMA SEMIFLEXÍVEL

São as lajes que transmitem os esforços horizontais, mas são suscetíveis de apresentarem flechas consideráveis. São consideradas lajes semiflexíveis:

- lajes pré-moldadas de concreto;
- lajes metálicas (sem enchimento de concreto).

As lajes pré-moldadas (em segmentos, tipo Reago), podem ser consideradas rígidas nos edifícios de até cinco pavimentos (ABCI [1]).

c) DIAFRAGMA FLEXÍVEL

São as lajes mais deformáveis; estas lajes são indicadas para edifícios que não estejam sujeitos a fortes esforços horizontais. São consideradas lajes flexíveis:

- lajes pré-moldadas tipo prel;
- pisos ou forros de madeira.

5.2.3 DETERMINAÇÃO DO CENTRO DE RIGIDEZ

Em edifícios com arranjo estrutural simétrico, constituídos por paredes de mesma rigidez, os efeitos devidos à torção não ocorrem, pois os centros de massa (CM) e os centros de rigidez (CR) coincidem (Figura 5.15). Neste caso, as paredes estruturais resistem igualmente às forças laterais.

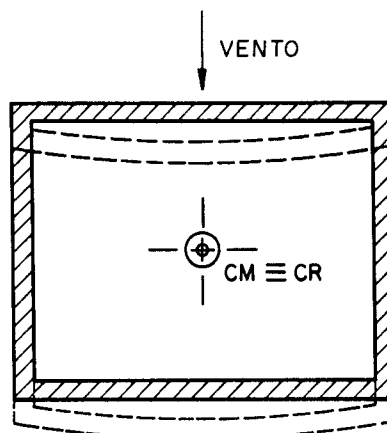


Fig. 5.15 - Edifício sem torção (Fonte: AMRHEIN [14]).

Entretanto, se algumas paredes são mais rígidas do que outras, ou se o arranjo das paredes é assimétrico, o centro de rigidez (também chamado centro de torção ou centro de cisalhamento) é excêntrico em relação ao centro de massa do edifício (Figura 5.16). Quando isto ocorre, algumas paredes resistem mais do que outras às forças laterais, devido à torção do edifício, como será visto no item 5.2.4.

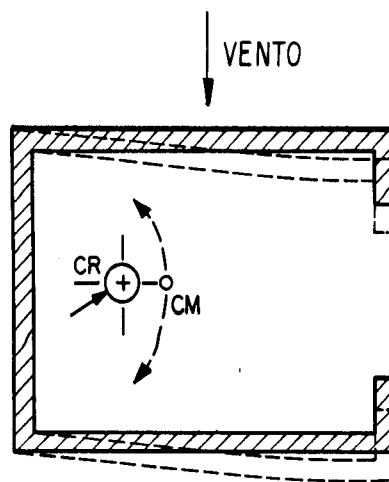


Fig. 5.16 - Edifício com torção (Fonte: AMRHEIN [14]).

As coordenadas do centro de rigidez de um conjunto de paredes são calculadas considerando-se a rigidez relativa de todas as paredes nas direções x e y respectivamente (Figura 5.17). A fórmula é:

$$x_{CR} = \frac{\sum r_i \cdot x_i}{\sum r} \quad (5.2.1)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum r_i \cdot y_i}{\sum r} \quad (5.2.2)$$

onde:

r_i = rigidez relativa (Eq. 4.9.4 ou 4.9.9) da parede i na direção x ou y;

x_i = distância da parede i ao eixo y;

y_i = distância da parede i ao eixo x.

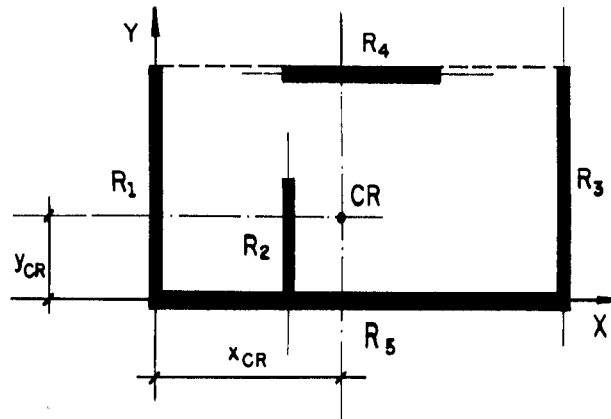


Fig. 5.17 - Coordenadas do centro de rigidez (Fonte: ABCI [1]).

Conforme o UBC [22], mesmo no caso de estruturas simétricas, é obrigatório considerar uma excentricidade mínima de 5 % da maior dimensão do edifício, tanto na direção x como na y, na posição do centro de rigidez.

EXEMPLO 1

Consiste em determinar a posição do centro de rigidez do conjunto (Figura 5.18), considerando que as paredes têm altura de 4,88 m e são consideradas engastadas na base e livres no topo (paredes em balanço).

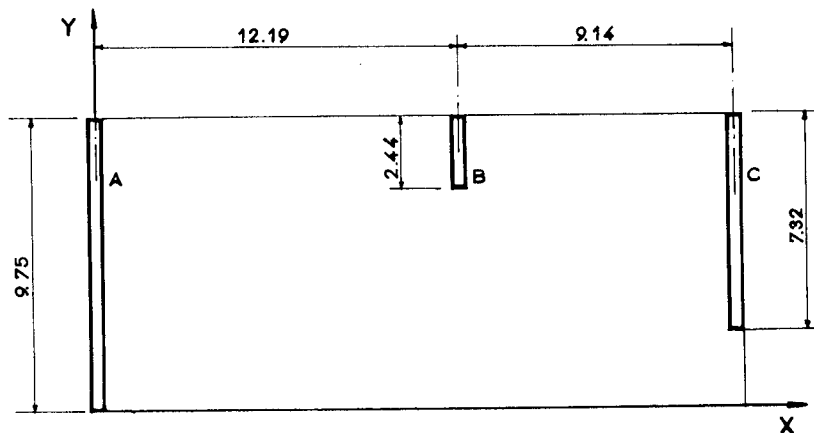


Fig. 5.18 - Planta das paredes.

RESOLUÇÃO

O cálculo das coordenadas do centro de rigidez pode ser

organizado na forma da Tabela 5.9.

TABELA 5.9 - Coordenadas do centro de rigidez.

Parede	h (m)	d (m)	h/d	α_b	r_b	X (m)	$r_b \cdot X$ (m)
A	4,88	9,75	0,50	2,00	0,5000	0	0
B	4,88	2,44	2,00	38,00	0,0263	12,19	0,32
C	4,88	7,32	0,67	3,21	0,3115	21,33	6,64
Σ	-	-	-	43,21	0,8378	-	6,96

Na TABELA 5.9 tem-se:

h = altura das paredes;

d = comprimento das paredes;

α_b = Eq. 4.9.8;

r_b = Eq. 4.9.9.

Com a Eq. 5.2.1 tem-se:

$$x_{CR} = \frac{\sum r_b \cdot x}{\sum r_b} = \frac{6,96}{0,8378} = 8,31$$

$$x_{CR} = 8,31 \text{ m}$$

EXEMPLO 2

Para o arranjo de um barracão industrial (Figura 5.19), calcular a posição do centro de massas (CM) e do centro de rigidez (CR).

Todas as paredes têm 5,5 m de altura, sem aberturas. A laje de cobertura é de concreto armado com carga de 3,35 kPa. As paredes devem ser consideradas em balanço.

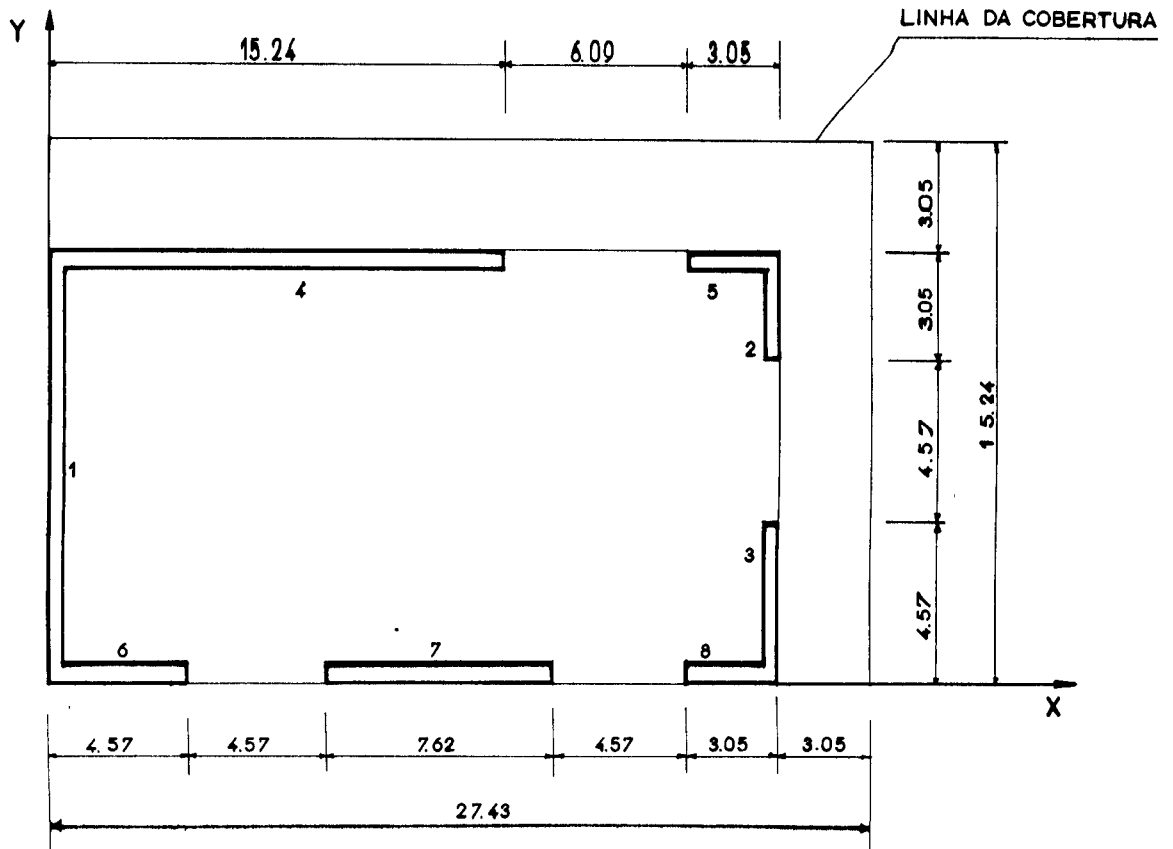


Fig. 5.19 - Planta das paredes.

RESOLUÇÃO

i) Determinação do centro de rigidez (CR).

Na Tabela 5.10 estão as espessuras, as resistências do prisma, o peso de cada parede e um parâmetro comparativo das paredes com a parede 1.

TABELA 5.10 - Espessura, resistência e peso das paredes.

Parede	t (cm)	f _p (MPa)	peso da parede (kN/m ²)	$\frac{(t \cdot f_p)_i}{(t \cdot f_p)_1}$
1	20,32	9,308	3,832	1,00
2	30,48	20,685	5,748	3,33
3	30,48	20,685	5,748	3,33
4	20,32	10,343	3,832	1,11
5	30,48	10,343	5,748	1,67
6	25,40	13,790	4,790	1,85
7	25,40	13,790	4,790	1,85
8	25,40	13,790	4,790	1,85

Sendo:

$$r_{b,cor} = r_{b,i} \frac{\left[\frac{t \cdot f}{p} \right]_i}{\left[\frac{t \cdot f}{p} \right]_1}$$

e organizando os cálculos na Tabela 5.11 tem-se:

TABELA 5.11 - Cálculos para a determinação do CR.

Par.	d (m)	h/d	r_b	$r_{b,cor}$	x (m)	$x \cdot r_{b,cor}$ (m)	y (m)	$y \cdot r_{b,cor}$ (m)
1	12,19	0,45	0,583	0,583	0,10	0,06	-	-
2	3,05	1,80	0,035	0,117	24,23	2,83	-	-
3	4,57	1,20	0,095	0,316	24,23	7,66	-	-
4	15,24	0,36	0,790	0,877	-	-	12,09	10,60
5	3,05	1,80	0,035	0,058	-	-	12,04	0,70
6	4,57	1,20	0,095	0,176	-	-	0,13	0,02
7	7,62	0,72	0,274	0,507	-	-	0,13	0,07
8	3,05	1,80	0,035	0,065	-	-	0,13	0,01
Σ	-	-	-	-	-	10,55	-	11,40

Da Tabela 5.11 tira-se:

$$\Sigma r_{b,cor,x} = 0,583 + 0,117 + 0,316 = 1,016$$

$$\Sigma r_{b,cor,y} = 0,877 + 0,058 + 0,176 + 0,507 + 0,065 = 1,683$$

Finalmente, as coordenadas do centro de rigidez são (Eq. 5.2.1 e 5.2.2):

$$x_{CR} = \frac{\Sigma x \cdot r_{b,cor}}{\Sigma r_{b,cor,x}} = \frac{10,55}{1,016} = 10,38$$

$$x_{CR} = 10,38 \text{ m}$$

$$y_{CR} = \frac{\Sigma y \cdot r_{b,cor}}{\Sigma r_{b,cor,y}} = \frac{11,40}{1,683} = 6,77$$

$$y_{CR} = 6,77 \text{ m}$$

ii) Determinação do centro de massas (CM).

As coordenadas do CM são calculadas com auxílio da Tabela 5.12.

TABELA 5.12 - Centro de massas.

Par.	Peso (kN/m ²)	d (m)	Área (m ²)	P peso total (kN)	x (m)	x.P (m.kN)	y (m)	y.P (m.kN)
1	3,832	12,19	67,05	256,94	0,10	25,69	6,10	1567,33
2	5,748	3,05	16,78	96,45	24,23	2336,98	10,67	1029,12
3	5,748	4,57	25,14	144,50	24,23	3501,24	2,29	330,91
4	3,832	15,24	83,82	321,20	7,62	2447,54	12,09	3883,31
5	5,748	3,05	16,78	96,45	22,86	2204,85	12,04	1161,26
6	4,790	4,57	25,14	120,42	2,29	275,76	0,13	15,65
7	4,790	7,62	41,91	200,75	12,95	2599,71	0,13	26,10
8	4,790	3,05	16,78	80,38	22,86	1837,49	0,13	10,45
Σ	-	-	-	1317,09	-	15229,26	-	8024,13

As coordenadas do centro de massas das paredes são:

$$x_{CM} = \frac{\sum x.P}{\sum P} = \frac{15229,26}{1317,09} = 11,56$$

$$x_{CM} = 11,56 \text{ m}$$

$$y_{CM} = \frac{\sum y.P}{\sum P} = \frac{8024,13}{1317,09} = 6,09$$

$$y_{CM} = 6,09 \text{ m}$$

Assumindo que o centro de massa da laje de cobertura coincide com o seu centro geométrico, tem-se:

$$\bar{x}_{l_{aj}} = 13,72 \text{ m} \quad ; \quad \bar{y}_{l_{aj}} = 7,62 \text{ m}$$

Peso da laje de cobertura:

$$P_{cob} = 27,43 \times 15,24 \times 3,35 = 1400,4 \text{ kN}$$

O centro de massas da cobertura e das paredes é:

$$x_{CM} = \frac{1317,09 \times 11,56 + 1400,4 \times 13,72}{1317,09 + 1400,4} = 12,67 \text{ m}$$

$$y_{CM} = \frac{1317,09 \times 6,09 + 1400,4 \times 7,62}{1317,09 + 1400,4} = 6,88 \text{ m}$$

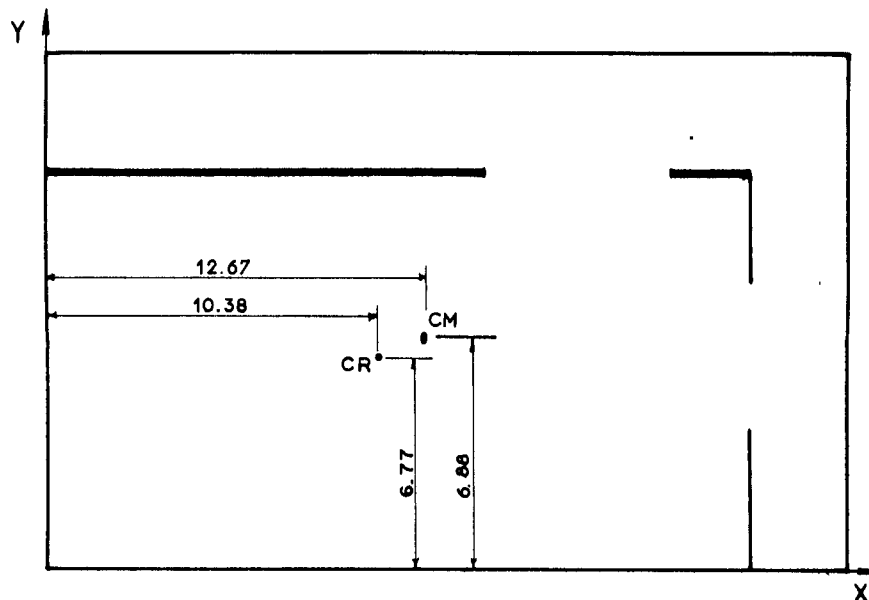


Fig. 5.20 - Coordenadas finais do CR e CM.

5.2.4 DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS DO VENTO ENTRE AS PAREDES ESTRUTURAIS

No caso de se calcular o edifício para o vento com as paredes individuais em balanço, o procedimento para distribuir as forças entre as paredes é o que vem a seguir. Considerar as paredes como balanços individuais é conservador, como visto anteriormente, mas pode ser realizado através de cálculos simples e sem auxílio de computador.

A distribuição das forças do vento é proporcional às rigidezes das paredes estruturais. Conforme o arranjo das paredes no edifício, têm-se dois casos:

a) Estrutura Simétrica

Na estrutura simétrica, o centro de rigidez coincide com o centro de massas (Figura 5.21 ABCI [1]). Nesse caso, não há torção do edifício; o deslocamento consiste apenas na translação dos diafragmas. Mas, conforme foi mostrado no final do item 5.2.3, o UBC [22] manda considerar uma excentricidade mínima do CR em relação ao CM, nas duas direções.

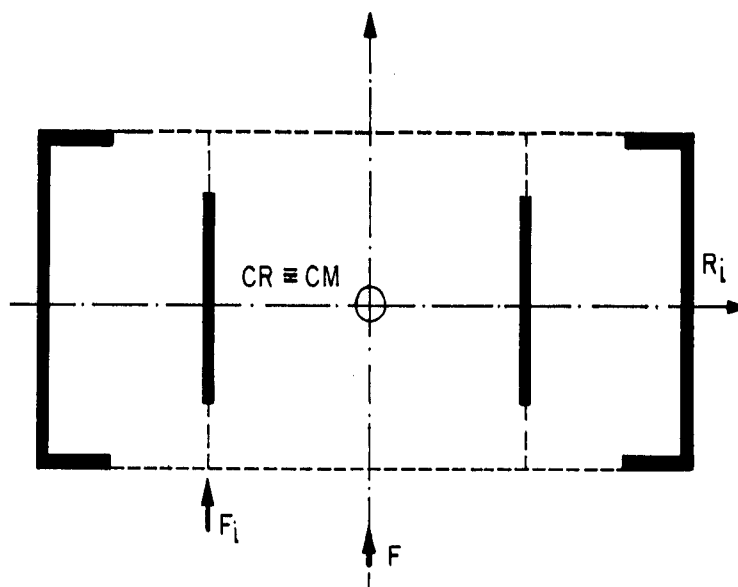


Fig. 5.21 - Estrutura simétrica (Fonte: ABCI [1]).

Com auxílio da Figura 5.21, deduz-se a força Fy em cada painel-parede devida à excentricidade do CR.

$$\delta_y = dx_i \cdot \varphi, \quad Fy_i = r_i \cdot dx_i \cdot \varphi, \quad Mt_i = Fy_i \cdot dx_i = r_i \cdot dx_i^2 \cdot \varphi$$

$$\sum Mt_i = \varphi \sum r_i \cdot dx_i^2 = F \cdot e = \varphi \sum r_i \cdot dx_i^2$$

$$\varphi = \frac{F \cdot e}{\sum r_i \cdot dx_i^2} \quad \rightarrow \quad Fy_i = \frac{r_i \cdot dx_i}{\sum r_i \cdot dx_i^2} F \cdot e$$

A força resultante final na parede é:

$$Fy_i = F \frac{r_i}{\sum r_i} + F \cdot e \frac{r_i \cdot dx_i}{\sum r_i \cdot dx_i^2} \quad (5.2.3)$$

onde:

Fy_i = força total do vento no painel-parede i ;

F = força resultante da ação do vento na direção x ou y ;

r_i = rigidez do painel-parede i .

e = excentricidade mínima = $0,05 \times$ a maior dimensão do edifício (em planta);

dx_i = distância do centro de gravidade da parede i ao CR.

Alívio nas paredes devido aos efeitos de torção não devem ser considerados.

b) Estrutura Assimétrica

Na estrutura assimétrica, ARMHEIN [14] considera a força resultante do vento aplicada no CM (Figura 5.22). Compara a excentricidade do CR em relação ao CM com a excentricidade mínima de 5 %, adotando a maior.

Sendo T o momento devido à torção no edifício tem-se:

$$T_x = F_x \cdot e_y \quad , \text{ para vento na direção de } x;$$

$$T_y = F_y \cdot e_x \quad , \text{ para vento na direção de } y.$$

Na estrutura assimétrica, o centro de rigidez não coincide com o centro de massas (Figura 5.22). Nesse caso, devido à excentricidade da força do vento em relação ao CR, há torção no edifício, além do deslocamento de translação do diafragma.

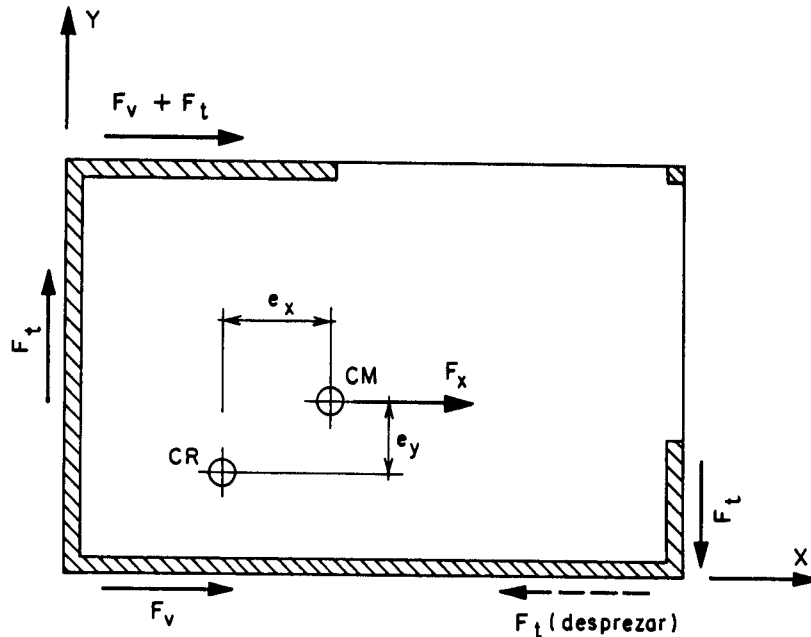


Fig. 5.22 - Estrutura assimétrica com a força do vento aplicada no CM (Fonte: ARMHEIN [14]).

Como na estrutura simétrica, a distribuição das forças de vento é proporcional às rigidezes das paredes estruturais.

Assim:

$$Fy_i = F \frac{r_i}{\sum r_i} + T \frac{r_i \cdot dx_i}{\sum r_i \cdot dx_i^2} \quad (5.2.4)$$

onde:

Fy_i = força total do vento no painel-parede i ;

F = força resultante da ação do vento na direção x ou y ;

T = momento de torção na direção x ou y ;

r_i = rigidez relativa do painel-parede i ;

dx_i = distância do centro de gravidade da parede i ao CR.

HENDRY, SINHA & DAVIES [27], consideram a força resultante do vento aplicada no centro geométrico do edifício (Figura 5.23).

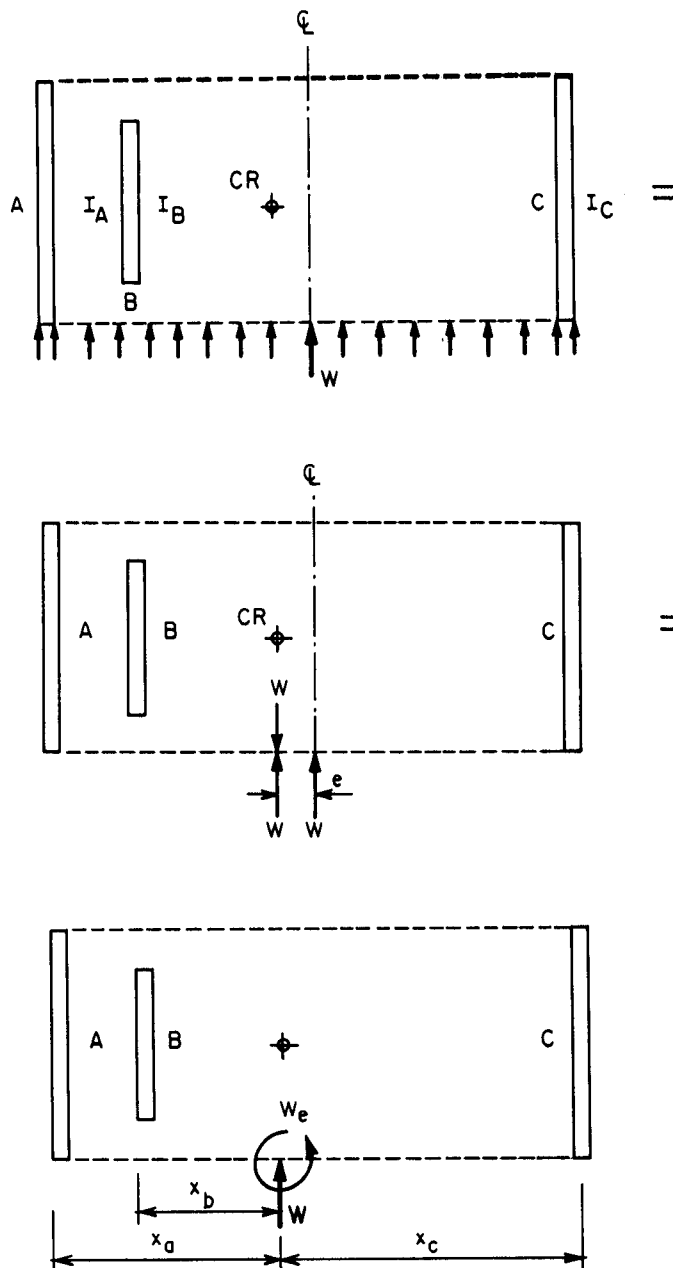


Fig. 5.23 - Estrutura assimétrica com a força do vento aplicada no centro geométrico.

O efeito de torção nas paredes é decorrente da excentricidade do centro geométrico em relação ao CR.

A NBR 6123 [35], "Forças devidas ao vento em edificações", no item 6.6.2 diz que: "para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve levar em conta:

- as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as especificações desta norma;

- as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico:

- edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,075 a \quad e \quad e_b = 0,075 b$$

- edificações com efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,15 a \quad e \quad e_b = 0,15 b$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

A distribuição das forças do vento entre as paredes estruturais é feita conforme a Eq. 5.2.4.

EXEMPLO

No arranjo da Figura 5.24, determinar a força aplicada em cada parede, proveniente da ação do vento na direção y . A força do vento é considerada aplicada no CM.

Dados:

$$h = 4,88 \text{ m}$$

$$F = 667,2 \text{ kN}$$

RESOLUÇÃO

A excentricidade mínima, segundo o UBC [22] é:

$$e_x = 0,05 \times 21,33 = 1,07 \text{ m}$$

A excentricidade do CR em relação ao CM é:

$$e_x = 10,06 - 8,31 = 1,75 \text{ m} > e_{\min}$$

$$F_B = 22,3 \text{ kN}$$

$$F_C = 667,2 \frac{0,3115}{0,8378} + 1167,6 \frac{4,0557}{87,7296} = 248,1 + 54,0$$

$$F_G = 302,1 \text{ kN}$$

5.2.5 MOMENTO DE TOMBAMENTO

As forças laterais provenientes da ação do vento produzem o momento de tombamento sobre o edifício, aumentando ou diminuindo as tensões nos extremos das paredes (Figura 5.25). Se o momento de tombamento é considerável, ele pode superar o peso próprio do edifício e induzir altas tensões de compressão nas paredes. Neste caso, pode ser necessário o aumento da resistência à compressão da alvenaria, f_p , o posicionamento de aço na seção comprimida da parede ou o aumento na espessura da parede.

O momento de tombamento na base do edifício é:

$$M_{\text{tomb}} = F_t \cdot h_n + \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i \quad (5.2.5)$$

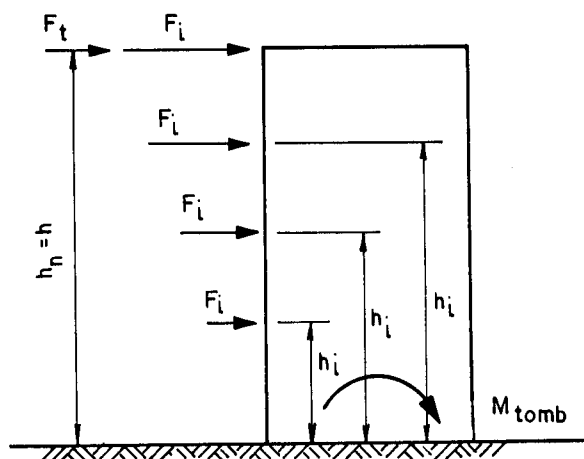


Fig. 5.25 - Momento de tombamento proveniente da ação horizontal do vento (Fonte: AMRHEIN [14]).

O momento de tombamento para cada parede deve ser determinado ao nível do piso dos pavimentos do edifício, para cálculo das tensões atuantes (Figura 5.26). A expressão é:

$$M_{\text{tomb},x} = F_t (h_n - h_x) + \sum_{l=1}^n F_l (h_l - h_x) \quad (5.2.6)$$

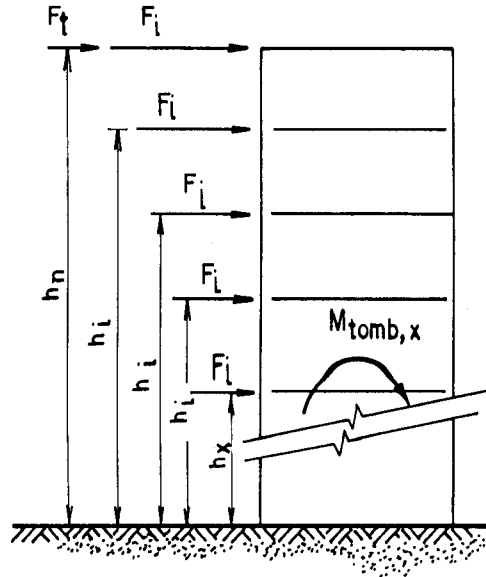


Fig. 5.26 - Momento de tombamento no pavimento x (Fonte: AMRHEIN [14]).

5.2.6 ANALOGIA DO PÓRTICO EQUIVALENTE

Como foi visto no item 5.2.1, na análise da ação do vento sobre as paredes de um edifício, a analogia do pórtico equivalente conduz a bons resultados teóricos se comparados com os resultados experimentais. A idealização do pórtico equivalente é feita do seguinte modo:

- a) as paredes são substituídas por colunas de mesmo momento de inércia, localizadas em seu centro de gravidade;
- b) as lajes de piso são substituídas por barras horizontais de mesmo momento de inércia, unindo as colunas do pórtico.

A Figura 5.27 ilustra de forma mais clara a idealização nas direções x e y.

Cada pórtico plano idealizado deve receber uma parcela da força resultante do vento na direção considerada. Isto feito, o cálculo dos esforços em cada painel pode ser feito por um programa simples de pórtico plano.

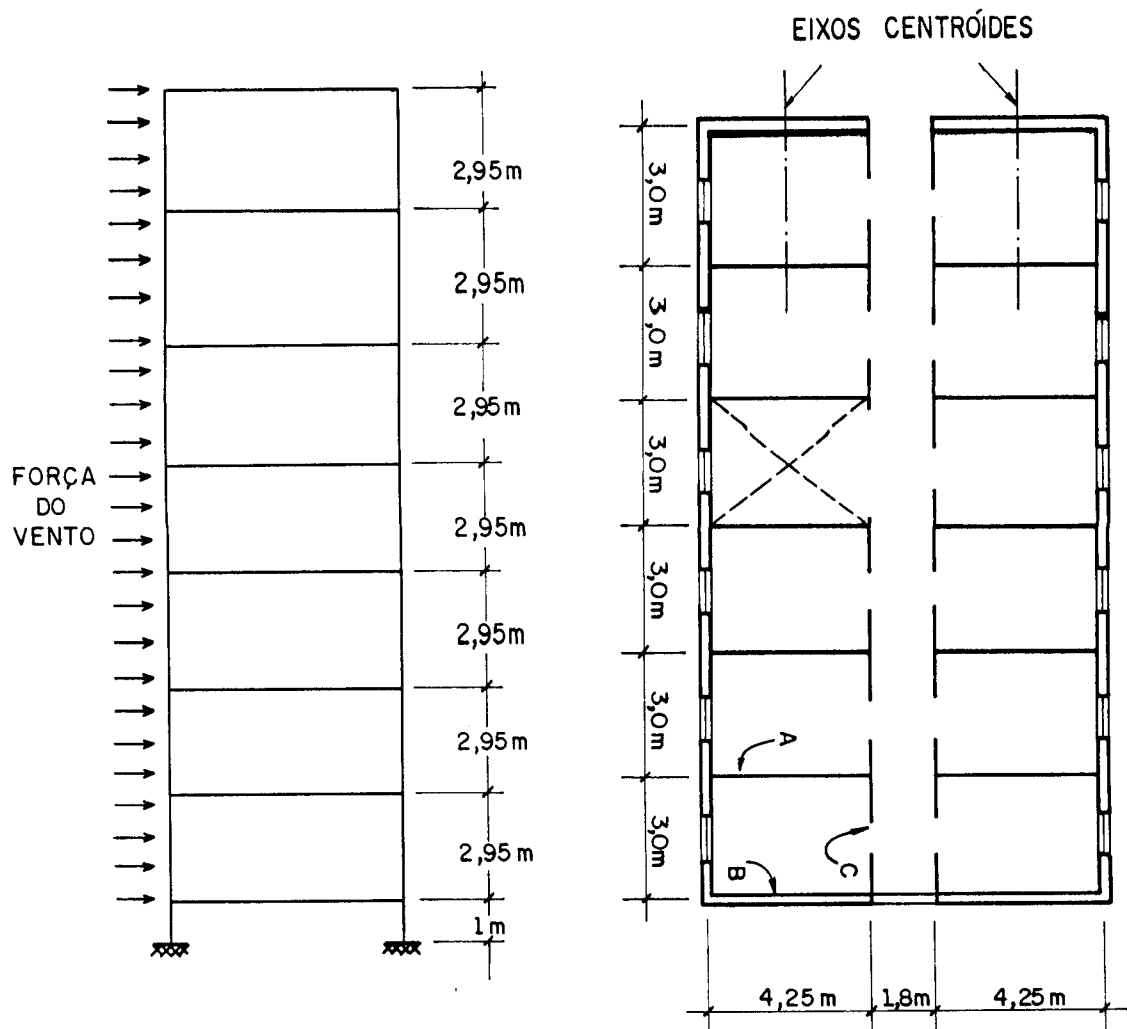


Fig. 5.27 - Pórtico equivalente (Fonte: HENDRY, SINHA & DAVIES [27]).

CAPÍTULO 6

TENSÕES ADMISSÍVEIS

Os procedimentos de dimensionamento descritos neste capítulo são baseados no método das tensões admissíveis. Neste método, as solicitações provenientes das cargas permanentes e acidentais não devem causar tensões que excedam as tensões admissíveis dos materiais. As tensões admissíveis para a alvenaria armada e para a alvenaria não-armada devem ser baseadas na resistência dos prismas (f_p) ou paredes (f_{par}) aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estará submetida ao carregamento total. Seus limites estão na NBR 1228 [15] e serão descritos nos itens seguintes.

Nas pranchas de desenhos submetidas à aprovação ou usadas na obra, deve constar claramente a resistência (f_p ou f_{par}) na idade em que todas as partes das estruturas foram projetadas.

6.1 COMPRESSÃO AXIAL

Serão analisados paredes e pilares, armados e não-armados.

CAPÍTULO 7

DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO E À FLEXÃO SIMPLES

O dimensionamento dos elementos de alvenaria estrutural de blocos de concreto é feito no Estádio II. As tensões atuantes nos elementos devem ficar limitadas aos valores máximos das tensões admissíveis, como descrito no capítulo 6.

7.1 COMPRESSÃO AXIAL

A tensão de compressão axial atuante numa parede ou pilar (Figura 7.1), é calculada pela expressão:

$$f_{\text{alv,c}} = \frac{P}{A_{\text{ef}}} \quad (7.1.1)$$

onde:

$f_{\text{alv,c}}$ = tensão de compressão axial atuante;

P = carga vertical de compressão atuante;

A_{ef} = área efetiva.

6.1.1 PAREDE NÃO-ARMADA

A tensão de compressão axial admissível de paredes não-armadas é calculada pela expressão:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \quad (6.1.1)$$

onde:

$\bar{f}_{alv,c}$ = tensão de compressão axial admissível;

f_p = resistência média dos prismas (ver item 2.5.5);

h = altura efetiva;

t = espessura efetiva.

6.1.2 PAREDE ARMADA

A tensão de compressão axial admissível de paredes armadas, é calculada pela expressão:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \quad (6.1.2)$$

com a mesma notação da Eq. 6.1.1.

NOTA:

Na avaliação da tensão admissível, caso seja utilizada a resistência de paredes ensaiadas, deve-se alterar os termos $0,20 f_p$ e $0,225 f_p$ por $0,286 f_{par}$, nas Equações 6.1.1 e 6.1.2, respectivamente.

6.1.3 PILAR NÃO-ARMADO

A tensão de compressão axial admissível de pilares não-armados é calculada pela expressão:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,18 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40.t} \right)^3 \right] \quad (6.1.3)$$

com a mesma notação da Eq. 6.1.1.

6.1.4 PILAR ARMADO

A carga axial admissível de pilares armados é:

$$P_{adm} = (0,20 f_p \cdot A_{br} + 0,30 A_s \cdot \bar{f}_{s,c}) \left[1 - \left(\frac{h}{40.t} \right)^3 \right] \quad (6.1.4)$$

onde:

f_p = resistência média dos prismas (ver item 2.5.5);

A_{br} = área bruta do pilar;

A_s = armadura longitudinal do pilar;

$\bar{f}_{s,c}$ = tensão admissível da armadura longitudinal do pilar (ver item 6.8).

Sendo a taxa de armadura $\rho = A_s / A_{br}$, tem-se os limites para o pilar:

$$0,3 \% \leq \rho \leq 1 \%$$

A tensão de compressão axial admissível vale portanto:

$$\bar{f}_{alv,c} = \frac{P_{adm}}{A_{br}} \quad (6.1.5)$$

6.2 COMPRESSÃO DA FLEXÃO

A tensão de compressão admissível devida à flexão assume valores diferentes em função da alvenaria ser armada ou não:

a) Alvenaria não armada

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,30 f_p \quad (6.2.1)$$

b) Alvenaria armada

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p \leq 6,2 \text{ MPa} \quad (6.2.2)$$

6.3 TRAÇÃO DA FLEXÃO

A tensão de tração admissível devida à flexão está definida apenas para alvenaria não armada na NBR 1228 [15], onde assume os valores:

a) Tração normal à fiada

$$5 \text{ MPa} \leq f_{ak} \leq 12 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{f}_{alv,t} = 0,10 \text{ MPa} \quad (6.3.1)$$

$$12 \text{ MPa} < f_{ak} \leq 17 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{f}_{alv,t} = 0,15 \text{ MPa}$$

sendo f_{ak} a resistência característica da argamassa de assentamento.

b) Tração paralela à fiada

$$5 \text{ MPa} \leq f_{ak} \leq 12 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{f}_{alv,t} = 0,20 \text{ MPa} \quad (6.3.2)$$

$$12 \text{ MPa} < f_{ak} \leq 17 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{f}_{alv,t} = 0,30 \text{ MPa}$$

6.4 CISALHAMENTO

A tensão de cisalhamento admissível assume valores diferentes para alvenaria armada e não armada.

a) Alvenaria não armada

$$5 \text{ MPa} \leq f_{ak} \leq 12 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,15 \text{ MPa} \quad (6.4.1)$$

$$12 \text{ MPa} < f_{ak} \leq 17 \text{ MPa} \quad \text{—————} \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,25 \text{ MPa}$$

b) Alvenaria armada

- Peças fletidas sem armaduras de cisalhamento:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} \leq 0,35 \text{ MPa} \quad (6.4.2)$$

- Paredes e pilares sem armaduras de cisalhamento:

$$\text{se } \frac{M}{V \cdot d} \geq 1 \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,07 \sqrt{f_p} \leq 0,25 \text{ MPa} \quad (6.4.3)$$

$$\text{se } \frac{M}{V \cdot d} < 1 \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,17 \sqrt{f_p} \leq 0,35 \text{ MPa} \quad (6.4.4)$$

- Peças fletidas com armaduras de cisalhamento:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,25 \sqrt{f_p} \leq 1 \text{ MPa} \quad (6.4.5)$$

- Paredes e pilares com armaduras de cisalhamento:

$$\text{se } \frac{M}{V \cdot d} \geq 1 \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,12 \sqrt{f_p} \leq 0,5 \text{ MPa} \quad (6.4.6)$$

$$\text{se } \frac{M}{V \cdot d} < 1 \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,17 \sqrt{f_p} \leq 0,8 \text{ MPa} \quad (6.4.7)$$

Como se observa, a tensão de cisalhamento admissível de paredes e pilares é estabelecida de acordo com a razão $M/(Vd)$, onde M é o máximo momento devido à força cortante V e d é o comprimento útil da parede ou pilar. Para paredes ou pilares com as extremidades fixas (Figura 6.1a), $M/(Vd) = h/2d$; para paredes ou pilares em balanço (Figura 6.1b), $M/(Vd) = h/d$.

6. 5 TENSÃO DE CONTATO

A tensão de contato admissível é função da largura a da área de apoio (Figura 6.2).

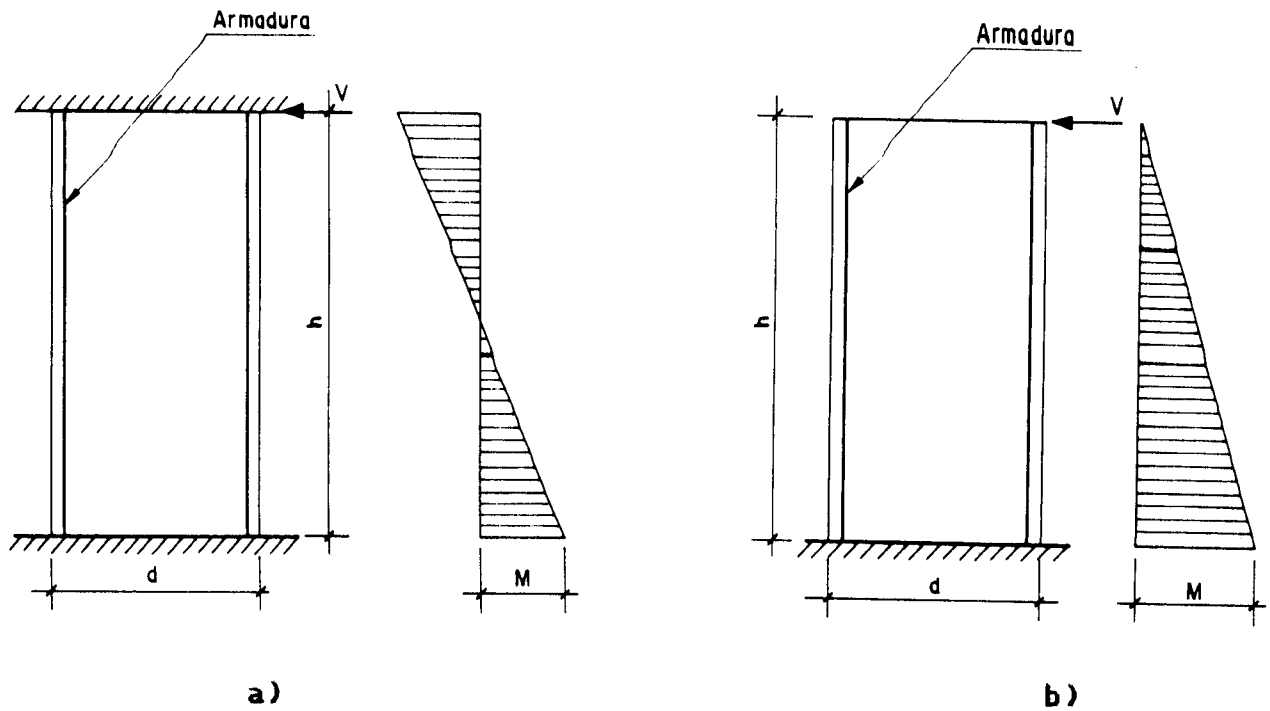
a) Para $a = t_{par}$

$$\bar{f}_{con} = 0,25 f_p \quad (6.5.1)$$

b) Para $a \leq \frac{t_{par}}{3}$

$$\bar{f}_{con} = 0,375 f_p \quad (6.5.2)$$

Para valores de a entre t_{par} e $t_{par}/3$, o coeficiente que multiplica f_p deve ser interpolado.



$$M = \frac{h \cdot V}{2} \Rightarrow \frac{M}{V \cdot d} = \frac{h}{2d}$$

$$M = h \cdot V \Rightarrow \frac{M}{V \cdot d} = \frac{h}{d}$$

Fig. 6.1 - Relação $M/(Vd)$ em termos de h e d ..

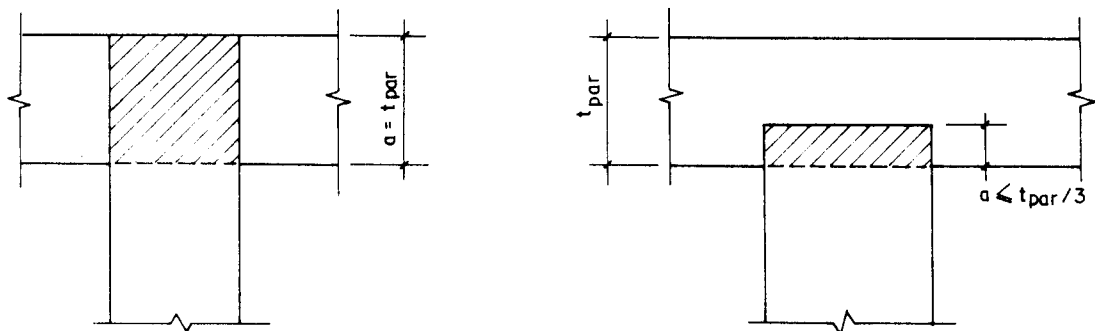


Fig. 6.2 - Largura "a" da área de apoio.

Segundo o UBC [22], o aumento da tensão admissível só se aplica quando a área de apoio tem no mínimo um quarto da largura do apoio (Figura 6.3).

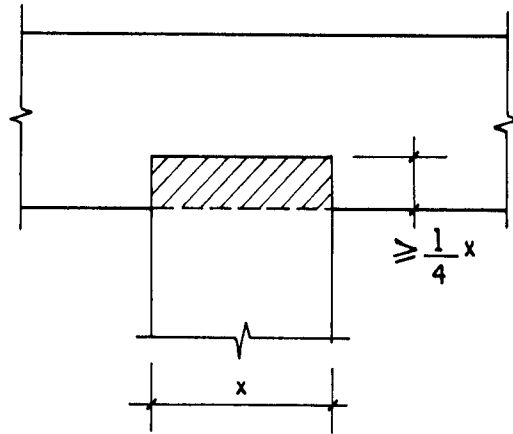


Fig. 6.3 - Condição necessária para aumento da tensão de contato admissível.

6.6 ADERÊNCIA

A tensão de aderência admissível entre a argamassa e as barras de aderência normal (barras com moedas ou saliências) vale:

$$\bar{f}_{ade} = 1 \text{ MPa} \quad (6.6.1)$$

6.7 ARMADURA DE TRAÇÃO

Tem-se três casos:

a) A tensão admissível à tração de barras com moedas, com tensão de escoamento $f_y \geq 412 \text{ MPa}$ e de diâmetros $\leq 32 \text{ mm}$ é:

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa} \quad (6.7.1)$$

b) A tensão admissível à tração, das barras usadas como armaduras horizontais (colocadas na argamassa de assentamento), é:

$$\bar{f}_{s,t} \leq \begin{cases} 0,5 f_y \\ 206 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.7.2)$$

c) Outros tipos de armaduras tracionadas devem ter a sua tensão admissível limitada a:

$$\bar{f}_{s,t} = 137 \text{ MPa} \quad (6.7.3)$$

6.8 ARMADURA DE COMPRESSÃO

A tensão admissível da armadura de compressão assume valores diferentes para pilares e paredes.

a) Pilares

$$\bar{f}_{s,c} \leq \begin{cases} 0,4 f_y \\ 165 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.8.1)$$

b) Paredes

$$\bar{f}_{s,c} \leq 62 \text{ MPa} \quad (6.8.2)$$

c) Peças fletidas

A NBR 1228 [15] não especifica limite. O UBC [33] limita em:

$$\bar{f}_{s,c} \leq \begin{cases} 0,5 f_y \\ 165 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.8.3)$$

6.9 PARAFUSOS E ANCORAGENS

As tensões de cisalhamento admissíveis em parafusos de aço e ancoragens não devem exceder os valores dados na Tabela 6.1.

TABELA 6.1 - Tensões de cisalhamento admissíveis em ancoragens e parafusos.

Diâmetro do parafuso ou ancoragem (mm)	Embutimento (mm)	τ_{adm} (MPa)
6,3	100,0	1,8
9,5	100,0	2,8
12,7	100,0	3,8
15,9	100,0	5,1
19,0	130,0	7,5
22,2	150,0	10,3
25,4	180,0	12,7
28,4	200,0	15,4

NOTAS:

1) Ao se determinarem as tensões na alvenaria de blocos de concreto, as excentricidades devidas a parafusos carregados e ancoragens devem ser consideradas;

2) Os parafusos ou ancoragens devem estar solidamente envolvidos pela argamassa de assentamento ou pelo graute.

6. 10 TENSÕES COMBINADAS

Tensões combinadas decorrentes da interação de carga vertical e momento fletor sobre paredes ou pilares são limitadas através da equação clássica:

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq \begin{cases} 1,00 & , \text{ para solicitações devidas às cargas permanentes + cargas acidentais;} \\ 1,33 & , \text{ para solicitações devidas às cargas permanentes + cargas acidentais + cargas de vento.} \end{cases} \quad (6.10.1)$$

onde:

$f_{alv,c}$ = tensão de compressão axial atuante, devida à força normal (definida no item 7.1);

$\bar{f}_{alv,c}$ = tensão de compressão axial admissível (definida no item 6.1.1 e 6.1.2);

$f_{alv,f}$ = tensão de compressão devida à flexão (definida no capítulo 8);

$\bar{f}_{alv,f}$ = tensão de compressão admissível devida à flexão (definida no item 6.2).

Com relação à ação combinada do vento, a NBR 1228 [15] no item 4.3.2.4 diz: "as tensões provenientes do vento e outras cargas devem ser adicionadas às tensões do peso próprio e das cargas acidentais. As tensões devidas a vento, peso próprio e cargas acidentais podem acrescer de 33 % as tensões na alvenaria, desde que a resistência da seção, então formada, não seja inferior à necessária para absorver os esforços devidos ao peso próprio e às cargas acidentais. As ligações entre as paredes e seus apoios devem ser projetadas para

resistirem aos esforços laterais agindo de fora para dentro e de dentro para fora da construção. A ação do vento e eventuais impactos podem ser supostos não ocorrendo simultaneamente".

6. 11 MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL

O módulo de deformação longitudinal assume os valores:

$$\text{- Alvenaria} \quad \text{—————} \quad E_{\text{alv}} = 400 f_p \leq 8000 \text{ MPa} \quad (6.11.1)$$

$$\text{- Aço} \quad \text{—————} \quad E_s = 210000 \text{ MPa} \quad (6.11.2)$$

O módulo de deformação transversal da alvenaria assume o valor:

$$G_{\text{alv}} = 200 f_p \leq 3000 \text{ MPa} \quad (6.11.3)$$

6. 12 TABELAS RESUMO

As Tabelas 6.2 e 6.3 seguintes resumem as tensões admissíveis para a alvenaria armada e não-armada.

TABELA 6.2 - Tensões admissíveis na alvenaria não-armada, constituída de blocos vazados de concreto.

Tipo de solicitação	Tensão admissível (MPa)	
	$5 < f_{ak} \leq 12$	$12 < f_{ak} \leq 17$
Compressão simples	$0,20 f_p$ ou $0,286 f_{par}$	$0,20 f_p$ ou $0,286 f_{par}$
Compressão na flexão	$0,30 f_p$	$0,30 f_p$
Tração na flexão:		
- normal à fiada	0,10	0,15
- paralela à fiada	0,20	0,30
Cisalhamento	0,15	0,25

TABELA 6.3 - Tensões admissíveis na alvenaria armada, constituída de blocos vazados de concreto.

Tipo de solicitação	Tensões admissíveis (MPa)	Valores máximos (MPa)
Compressão simples	$0,225 f_p$ ou $0,286 f_{par}$	—
Compressão na flexão	$0,33 f_p$	6,2
Cisalhamento: - peças fletidas sem armadura transversal - pilares e paredes: para $M/(Vd) \geq 1$ para $M/(Vd) < 1$ - peças fletidas com armadura transversal - pilares e paredes: para $M/(Vd) \geq 1$ para $M/(Vd) < 1$	$0,09 \sqrt{f_p}$ $0,07 \sqrt{f_p}$ $0,17 \sqrt{f_p}$ $0,25 \sqrt{f_p}$ $0,12 \sqrt{f_p}$ $0,17 \sqrt{f_p}$	0,35 0,25 0,35 1,00 0,50 0,80
Aderência	—	1,00

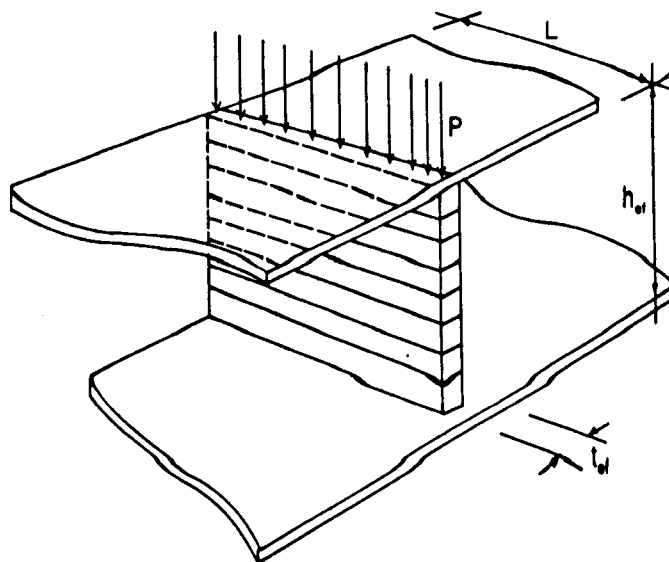


Fig. 7.1 - Compressão axial em parede (Fonte: ABCI [1]).

Nos elementos de alvenaria, a tensão de compressão axial atuante deve ser menor ou igual à tensão de compressão axial admissível.

$$f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,c}$$

Os valores normalizados para a tensão de compressão axial admissível de paredes e pilares foram descritos no item 6.1.

No caso da parede não ter os vazios preenchidos com graute, os cálculos podem ser feitos considerando-se a área efetiva como a área bruta, mas com a resistência do prisma também na área bruta. Se for necessário aumentar a capacidade resistente da parede, pode-se preencher alguns dos vazios dos blocos com graute, mas neste caso, a área efetiva deve ser calculada descontando-se os vazios e a resistência do prisma deve ser na área líquida.

EXEMPLO 1

Uma parede não armada, de bloco vazado de concreto, suporta a carga de duas lajes de piso (Figura 7.2). Qual deve ser a resistência mínima necessária do prisma (f_p)?

Dados:

$$h = 2,8 \text{ m}, \quad t_{par} = 14 \text{ cm}, \quad P = 30 \text{ kN/m}$$

bloco estrutural 14x19x39

RESOLUÇÃO

Da Tabela 2.1 tem-se a área líquida do bloco de dimensões 14x19x39.

$$A_l = 271 \text{ cm}^2$$

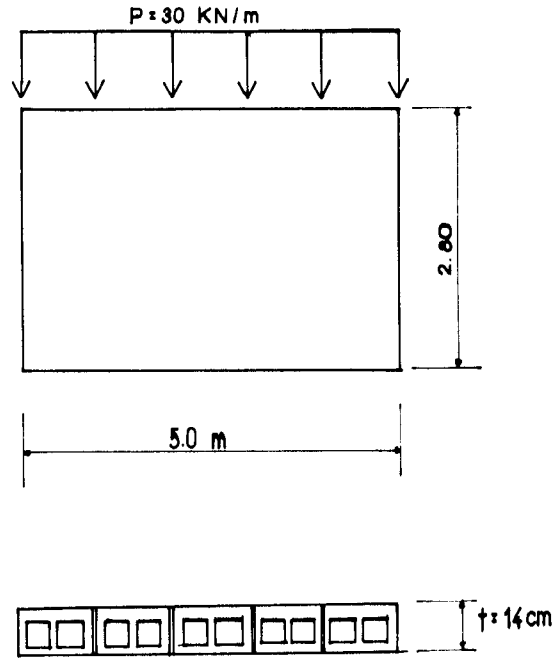


Fig. 7.2 - Parede sob compressão axial.

Como no comprimento da parede há $500/40 = 12,5$ blocos, então a área efetiva total da parede será:

$$A_{ef} = 271 \times 12,5 = 3387,5 \text{ cm}^2$$

A tensão de compressão axial atuante, Eq. 7.1.1, vale:

$$f_{alv,c} = \frac{P}{A_{ef}} = \frac{30 \times 5,0}{3387,5} = 0,044 \text{ kN/cm}^2$$

Fazendo $f_{alv,c} = \bar{f}_{alv,c}$ na Eq. 6.1.1 tem-se a resistência mínima do prisma:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \Rightarrow 0,044 = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 \right]$$

$$f_p \geq 0,251 \text{ kN/cm}^2 \geq 2,51 \text{ MPa (na área líquida)}$$

Para a resistência do prisma na área bruta, deve-se dividir a resistência do prisma na área líquida por dois, pois $A_{br} \cong 2 A_l = 14 \times 39 = 546 \text{ cm}^2$.

EXEMPLO 2

Um pilar isolado não armado (Figura 7.3), suporta uma carga axial total de 300 kN. Qual deve ser a resistência mínima do prisma ?

Dados:

$$h = 6,0 \text{ m, bloco estrutural } 19 \times 19 \times 39$$

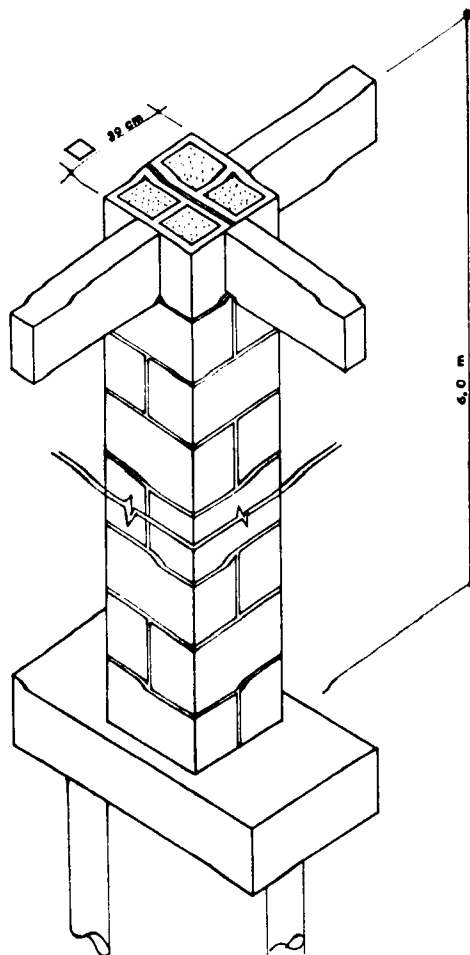


Fig. 7.3 - Pilar sob compressão axial.

RESOLUÇÃO

Como o pilar tem os vazios preenchidos com graute, a área efetiva é:

$$A_{ef} = 39 \times 39 = 1521 \text{ cm}^2$$

A tensão de compressão axial atuante, Eq. 7.1.1 vale:

$$f_{alv,c} = \frac{P}{A_{ef}} = \frac{300}{1521} = 0,197 \text{ kN/cm}^2$$

Fazendo $f_{alv,c} = \bar{f}_{alv,c}$ na Eq. 6.1.3, tem-se a resistência mínima do prisma:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,18 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \Rightarrow 0,197 = 0,18 f_p \left[1 - \left(\frac{600}{40 \cdot 39} \right)^3 \right]$$

$$f_p \geq 1,16 \text{ kN/cm}^2 \geq 11,6 \text{ MPa} \quad (\text{na área bruta})$$

EXEMPLO 3

Para um pilar com as mesmas características do exemplo anterior e igual resistência do prisma $f_p = 11,6 \text{ MPa}$, e se este for considerado como pilar armado com a máxima taxa de armadura longitu-

dinal, qual será a carga axial máxima admissível ?

Dado:

$$\bar{f}_{s,c} = 165 \text{ MPa}$$

RESOLUÇÃO

A taxa máxima de armadura longitudinal é de 1 %; assim:

$$\rho = A_s / A_{br} = 1 \% \quad \longrightarrow \quad A_s = 0,01 \times 1521$$
$$A_s = 15,21 \text{ cm}^2$$

A carga axial máxima admissível, Eq. 6.1.4, é:

$$P_{adm} = (0,20 f_p A_{br} + 0,30 A_s \bar{f}_{s,c}) \left[1 - \left(\frac{h}{40 t} \right)^3 \right]$$

$$P_{adm} = (0,20 \times 1,16 \times 1521 + 0,30 \times 15,21 \times 16,5) \left[1 - \left(\frac{600}{40 \times 39} \right)^3 \right]$$

$$P_{adm} = 403,8 \text{ kN}$$

7.2 COMPRESSÃO LOCALIZADA

A compressão localizada surge quando vigas, vergas, pilares ou outros elementos apoiam-se sobre uma parede, de forma que a carga que aplicam seja considerada concentrada (Figura 7.4). A compressão localizada é limitada de forma que a tensão de contato atuante não exceda a tensão de contato admissível (item 6.5).

$$f_{con} = \frac{P}{a \cdot b} \leq \bar{f}_{con} \quad (7.2.1)$$

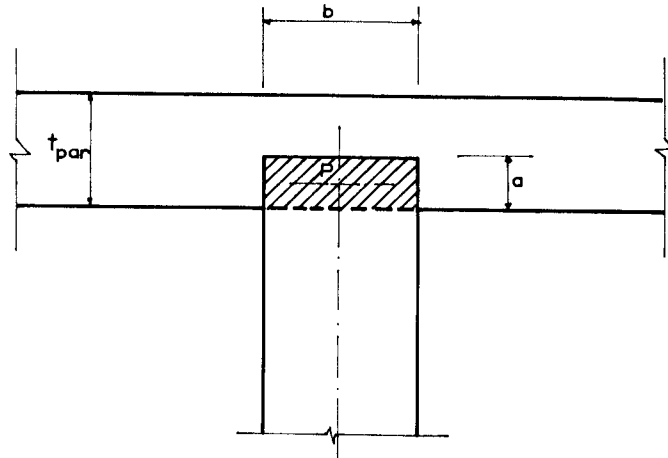


Fig. 7.4 - Compressão localizada.

EXEMPLO

Verificar a tensão de contato na parede que serve como apoio esquerdo da viga mostrada na Figura 7.5.

Dado:

$$f_p = 6,0 \text{ MPa (na área bruta)}$$

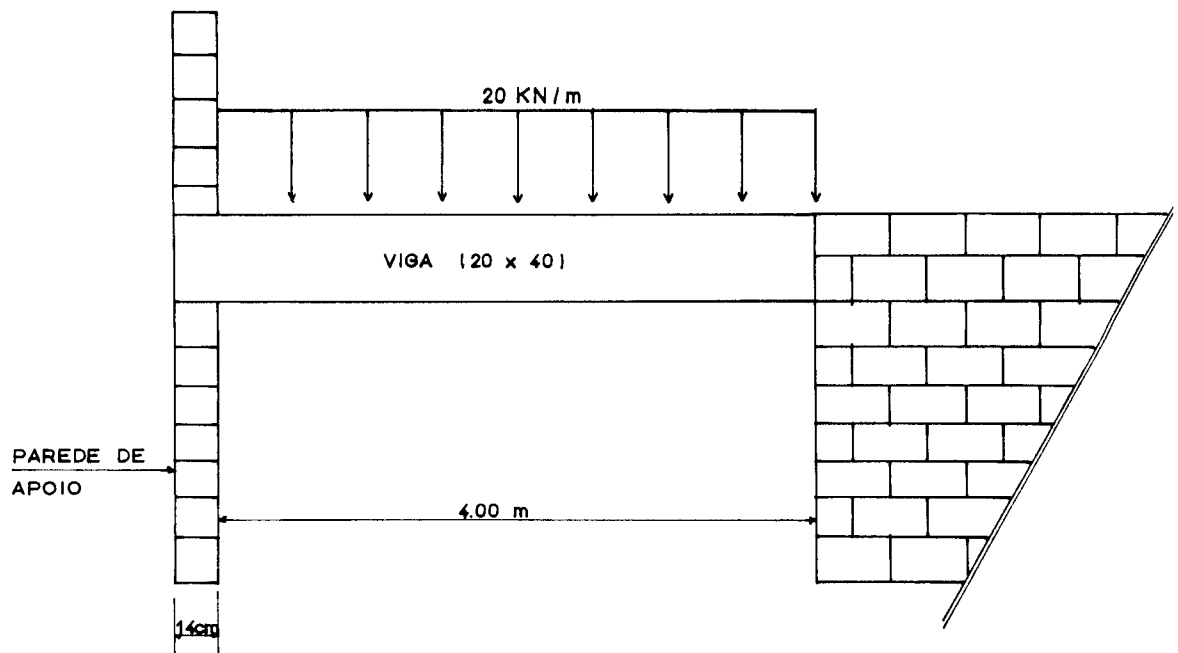


Fig. 7.5 - Viga apoiada sobre parede.

RESOLUÇÃO

Como a viga se apóia sobre toda a largura da parede, a tensão de contato admissível (Eq. 6.5.1) é:

$$\bar{f}_{con} = 0,25 f_p = 0,25 \times 6,0 = 1,5 \text{ MPa} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de contato atuante (Eq. 7.2.1) é:

$$f_{con} = \frac{P}{a \cdot b} = \frac{20 \times 4,0}{14 \times 20} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

Tem-se então que $f_{con} = 0,14 < \bar{f}_{con} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$

7.3 FLEXÃO SIMPLES

Nas construções de alvenaria estrutural, as vigas são os elementos solicitados à flexão simples. Diferem das vigas de concreto armado principalmente na forma; são geralmente construídas com blocos canaleta preenchidos com graute (Figura 7.6a), ou ainda, embora não seja comum no Brasil, com as laterais feitas com tijolos maciços e o interior preenchido com graute (Figura 7.6b).

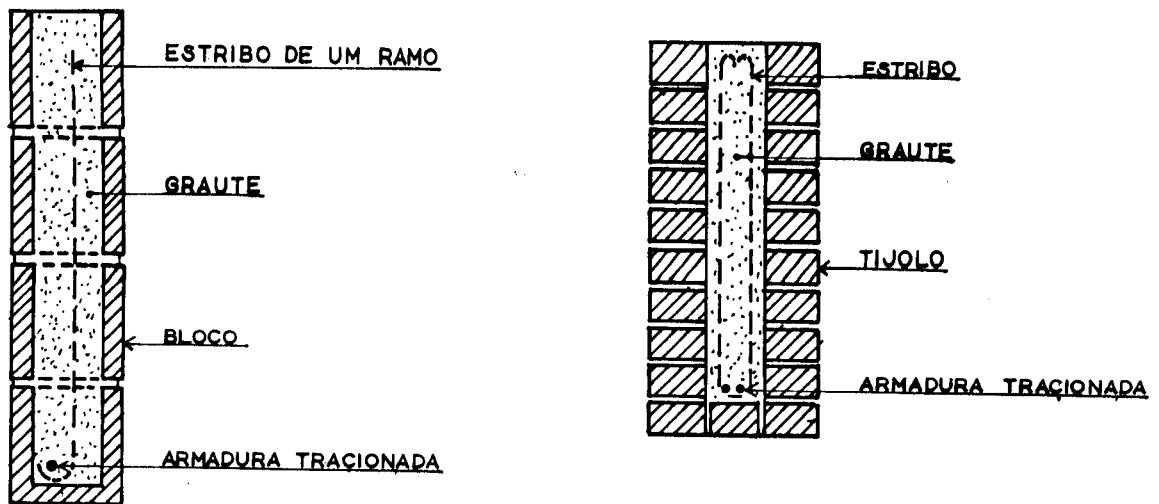


Fig. 7.6 - Viga de alvenaria com:
a) blocos canaleta;
b) tijolos maciços.

7.3.1 HIPÓTESES BÁSICAS

As hipóteses básicas do dimensionamento à flexão simples são:

- as seções transversais permanecem planas após a flexão;
- as tensões normais são proporcionais aos esforços solicitantes e à distância da linha neutra;
- o módulo de elasticidade do material é constante ao longo da peça;
- as tensões de tração suportadas pela alvenaria não são consideradas;
- os membros de alvenaria são isotrópicos;

f) os esforços externos são equilibrados pelos esforços internos proporcionados pela alvenaria comprimida e aço tracionado.

Quando uma viga de alvenaria estrutural tem seus materiais, alvenaria e aço, submetidos à máxima tensão admissível, o dimensionamento é chamado "balanceado". No item 7.3.4 será abordada esta forma de dimensionamento.

Entretanto, o dimensionamento balanceado não é comum nos projetos de alvenaria estrutural, onde as vigas têm geralmente suas dimensões predeterminadas em função da arquitetura. Mantidas as dimensões, a viga será dimensionada como normalmente armada ($f_{s,t} = \bar{F}_{s,t}$) ou superarmada ($f_{alv,f} = \bar{F}_{alv,f}$).

7.3.2 EQUACIONAMENTO

A formulação que será feita a seguir encontra-se em AMRHEIN [14]; e baseia-se no conceito da "razão modular" n .

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad (7.3.1)$$

onde:

E_s = módulo de deformação longitudinal do aço = 210000 MPa;

E_{alv} = módulo de deformação longitudinal da alvenaria, que assume o valor (Eq. 6.11.1):

$$E_{alv} = 400 f_p \leq 8000 \text{ MPa}$$

Com os valores acima, resulta para n :

$$n = \frac{210000}{400 f_p} = \frac{525}{f_p} \quad (7.3.2)$$

A área de aço tracionado (A_s) é transformada numa área equivalente de alvenaria (Figura 7.7).

A posição da linha neutra (kd) depende da razão modular n e da razão de aço p onde:

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (7.3.3)$$

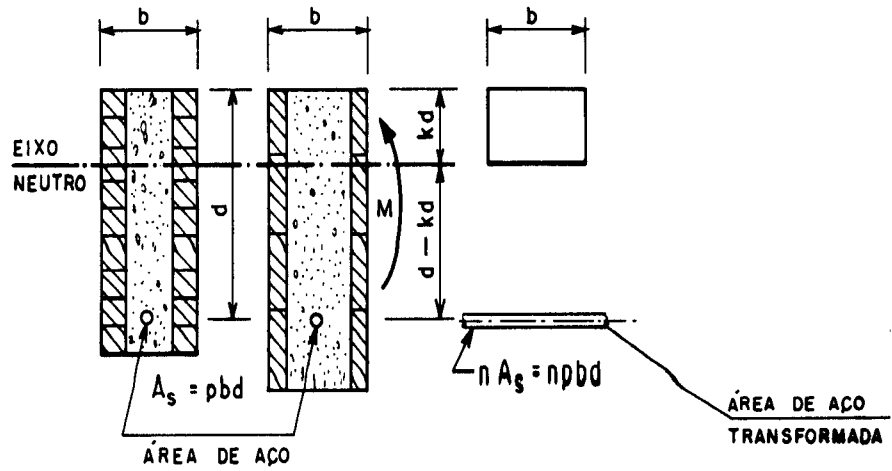


Fig. 7.7 - Transformação da área de aço (Fonte: AMRHEIN [14]).

Na Figura 7.8, tomando os momentos de área sobre o eixo neutro, tem-se:

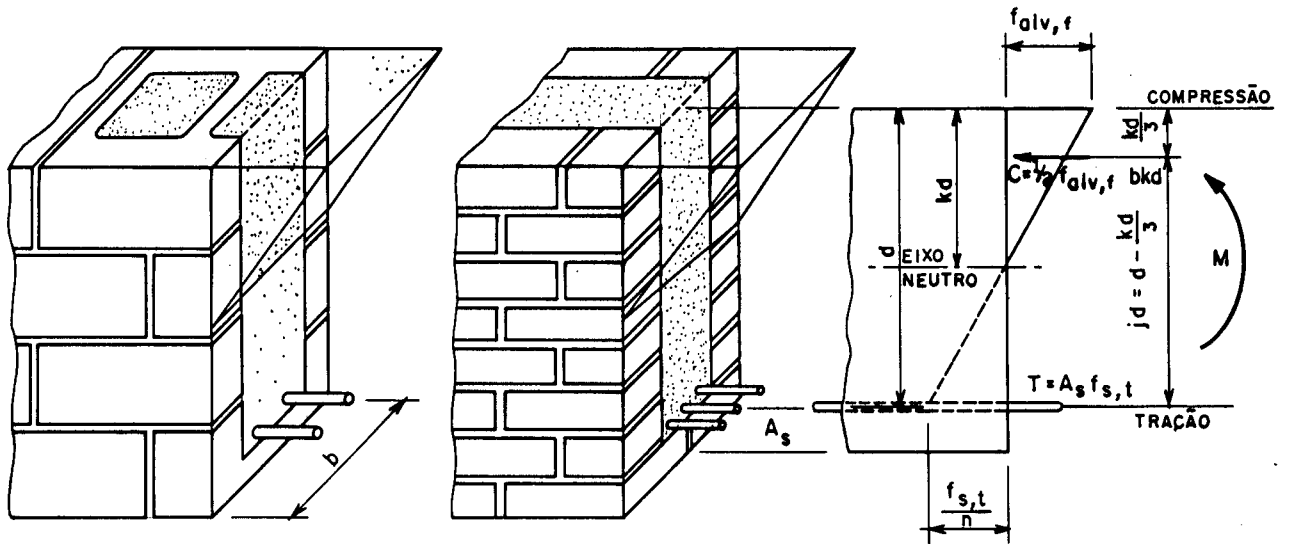


Fig. 7.8 - Viga à flexão simples (Fonte: AMRHEIN [14]).

$$\text{área}_{\text{alv}} \times \text{braco} = \text{área}_{\text{aco,eq.}} \times \text{braco}$$

$$(b.kd).(kd/2) = (npbd).(d - kd)$$

$$\frac{b.k^2.d^2}{2} = (npbd^2) - (npbk d^2)$$

$$\frac{b.k^2.d^2}{2} = np.(bd^2 - bkd^2)$$

$$\frac{b.k^2.d^2}{2} = npbd^2.(1 - k)$$

$$k^2 = 2 np.(1 - k)$$

$$k^2 - 2 npk + 2 np = 0$$

Da equação do 2º grau sai k:

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2 np} - np \quad (7.3.4)$$

Do equilíbrio dos momentos à tração tem-se:

$$M = A_e . f_{e,t} . jd \quad (7.3.5)$$

$$f_{e,t} = \frac{M}{A_e . j . d} \leq \bar{f}_{e,t} \quad (7.3.6)$$

sendo:

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7.3.7)$$

A tensão admissível da armadura à tração ($\bar{f}_{e,t}$) foi definida no item 6.7.

Do equilíbrio dos momentos à compressão tem-se:

$$M = 1/2 f_{\text{alv},f} k.b.d.j.d$$

$$M = 1/2 f_{\text{alv},f} k.b.j.d^2 \quad (7.3.8)$$

$$f_{\text{alv},f} = \frac{2 M}{k.b.j.d^2} \leq \bar{f}_{\text{alv},f} \quad (7.3.9)$$

A tensão de compressão admissível devida à flexão ($\bar{f}_{alv,f}$) foi definida no item 6.2.

7.3.3 COMPATIBILIDADE DE DEFORMAÇÕES

Uma hipótese básica no desenvolvimento da teoria à flexão simples é a da seção transversal permanecer plana após a aplicação do momento fletor (Figura 7.9). Tal hipótese permite tirar relações importantes entre tensões e deformações:

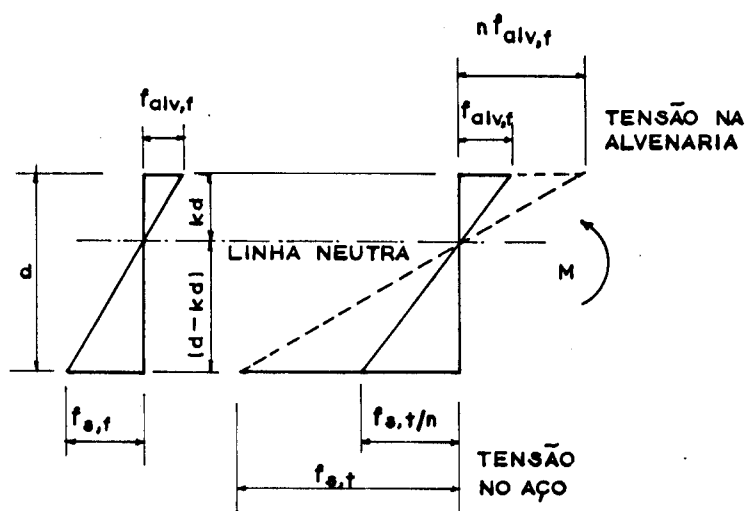


Fig. 7.9 - Relação de tensões (Fonte: AMRHEIN [14]).

$$f_{alv,f} = \epsilon_{alv} \cdot E_{alv} \quad (7.3.10)$$

$$f_{s,t} = \epsilon_s \cdot E_s \quad (7.3.11)$$

$$\frac{\epsilon_{alv}}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d - kd} \quad (7.3.12)$$

$$\frac{f_{alv,f}}{f_{s,t}} = \frac{\epsilon_{alv} \cdot E_{alv}}{\epsilon_s \cdot E_s}$$

$$\frac{f_{alv,f}}{f_{s,t}} = \frac{\epsilon_{alv}}{\epsilon_s} \frac{1}{n}$$

$$\frac{f_{alv,f}}{f_{s,t}} = \frac{kd}{d - kd} \frac{1}{n}$$

$$f_{alv,f} = \frac{kd}{d - kd} \frac{f_{s,t}}{n} \quad (7.3.13)$$

Da Eq. 7.3.13 pode-se deduzir uma nova equação para k:

$$f_{alv,f} \cdot n (d - kd) = f_{s,t} \cdot kd$$

$$f_{alv,f} \cdot n \cdot d - f_{alv,f} \cdot n \cdot kd - f_{s,t} \cdot kd = 0$$

$$-k(f_{alv,f} \cdot n + f_{s,t}) = -f_{alv,f} \cdot n$$

$$k = \frac{f_{alv,f} \cdot n}{f_{alv,f} \cdot n + f_{s,t}}$$

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_{s,t}}{f_{alv,f}}} \quad (7.3.14)$$

ou

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_{s,t}}{n \cdot f_{alv,f}}} \quad (7.3.15)$$

7.3.4 VARIAÇÃO DA TENSÃO NA ALVENARIA E NO AÇO

Tem-se duas situações, as quais definem se a seção é normalmente armada ou superarmada.

a) Seção normalmente armada

Neste caso, a armadura está sob a máxima tensão de tração

admissível ($\bar{f}_{s,t}$), enquanto a tensão de compressão na alvenaria varia de um valor mínimo à sua máxima tensão admissível ($\bar{f}_{alv,f}$) (Figura 7.10).

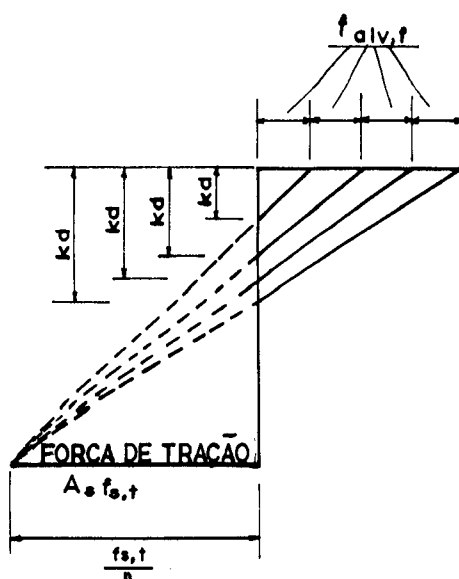


Fig. 7.10 - Máxima tensão de tração no aço (Fonte: AMRHEIN [14]).

Para o projeto balanceado (alvenaria e armadura sob a máxima tensão admissível), a posição k da linha neutra é:

$$k_{bal} = \frac{n}{n + \frac{f_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}}} = \frac{n}{n + r_{bal}} \quad (7.3.16)$$

com

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}} \quad (7.3.17)$$

b) Seção superarmada

Neste caso, a alvenaria está sob a máxima tensão admissível ($\bar{f}_{alv,f}$), enquanto a tensão na armadura varia de um valor mínimo à sua máxima tensão admissível ($\bar{f}_{s,t}$) (Figura 7.11).

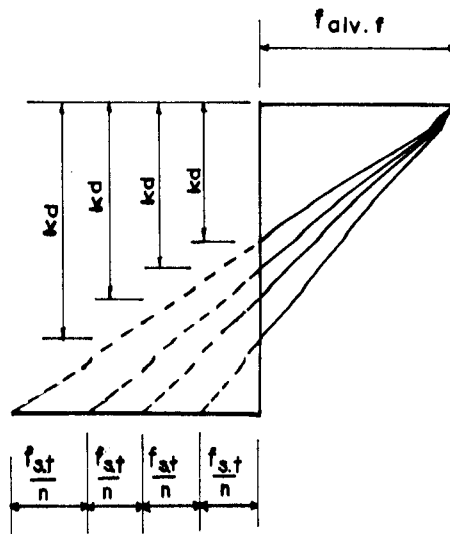


Fig. 7.11 - Máxima tensão de compressão na alvenaria (Fonte: AMRHEIN [14])..

7.3.5 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA SIMPLES

Será analisado agora o dimensionamento de vigas de alvenaria com armadura simples. São dois problemas: no primeiro, o dimensionamento é balanceado, ou seja, as tensões atuantes na alvenaria e no aço são iguais às tensões admissíveis; o segundo, mais comum na prática, pois d é fixado de início, conduz à seção superarmada ou normalmente armada.

Após o equacionamento teórico estão feitos exemplos de aplicação.

1.º) Dados: $n = \frac{E_s}{E_{alv}}$

$$\bar{f}_{s,t} , \bar{f}_{alv,f}$$

$$b, M$$

Pedem-se: $d = ?$

$$A_s = ?$$

SOLUÇÃO: Como a altura útil d não está fixada, este problema admite infinitas soluções. Uma solução é fazer $f_{s,t} = \bar{f}_{s,t}$ e $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$ (dimensionamento balanceado).

A seqüência de cálculo é a seguinte:

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}}$$

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}}$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3}$$

A altura útil d é:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{b \cdot \bar{f}_{alv,f} \cdot j_{bal} \cdot k_{bal}}} \quad (7.3.18)$$

e a armadura:

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_{s,t} \cdot j_{bal} \cdot d} \quad (7.3.19)$$

2.º) Dados: $n = \frac{E_s}{E_{alv}}$

$$\bar{f}_{s,t}, \bar{f}_{alv,f}$$

$$M, b, d$$

Pede-se: $A_s = ?$

SOLUÇÃO: Como a altura útil d está fixada, o dimensionamento agora não é livre e não se sabe se as tensões admissíveis serão atingidas. A solução fica condicionada a dois casos, como se verá.

Calculam-se:

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}}$$

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}}$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3}$$

$$R = \frac{j_{bal} \cdot k_{bal}}{2} \cdot \bar{f}_{alv,f} \quad (7.3.20)$$

Compara-se R:

se $\frac{M}{b \cdot d^2} < R \longrightarrow$ a seção é normalmente armada;

se $\frac{M}{b \cdot d^2} > R \longrightarrow$ a seção é superarmada.

a) Seção normalmente armada

Para o dimensionamento de vigas normalmente armadas, deve-se fazer uso da Tabela 7.1, definida no item 7.3.10 e disposta nas páginas de 198 a 206.

Faz-se $f_{s,t} = \bar{f}_{s,t}$ e então $f_{alv,f} \leq \bar{f}_{alv,f}$ e:

$$\gamma_e = d \sqrt{\frac{\bar{f}_{s,t} \cdot b}{M}} \xrightarrow{\text{TABELA 7.1}} 100 p, r, j, k \quad (7.3.21)$$

A armadura pode ser calculada com a Eq. 7.3.3 ou com a 7.3.5, obtendo-se respectivamente:

$$A_s = pbd \quad (7.3.22)$$

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_{s,t} \cdot jd} \quad (7.3.23)$$

Verificação:

$$f_{alv,f} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{r} \leq \bar{f}_{alv,f}$$

Este caso está no exemplo 2.

b) Seção superarmada

Esta forma de dimensionamento, por ser antieconômica, deve ser preterida em relação ao dimensionamento com armadura dupla (ver item 7.3.7).

Faz-se $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$ e então $f_{s,t} \leq \bar{f}_{s,t}$ e:

$$\gamma_{alv} = d \sqrt{\frac{\bar{f}_{alv,f} \cdot b}{M}} \xrightarrow{\text{TABELA 7.1}} 100 p, r, j, k \quad (7.3.24)$$

A armadura pode ser calculada com a Eq. 7.3.22 ou com a 7.3.5, obtendo-se:

$$A_s = pbd$$

ou

$$A_s = \frac{M}{f_{s,t} \cdot jd} \quad (7.3.25)$$

Verificação:

$$f_{s,t} = \bar{f}_{alv,f} \cdot r \leq \bar{f}_{s,t}$$

EXEMPLO 1

Projetar uma viga para vencer um vão livre de 4,0 m. A largura da viga deverá ser de 19 cm e a carga imposta sobre a viga é de 6,0 kN/m, uniformemente distribuída (Figura 7.12).

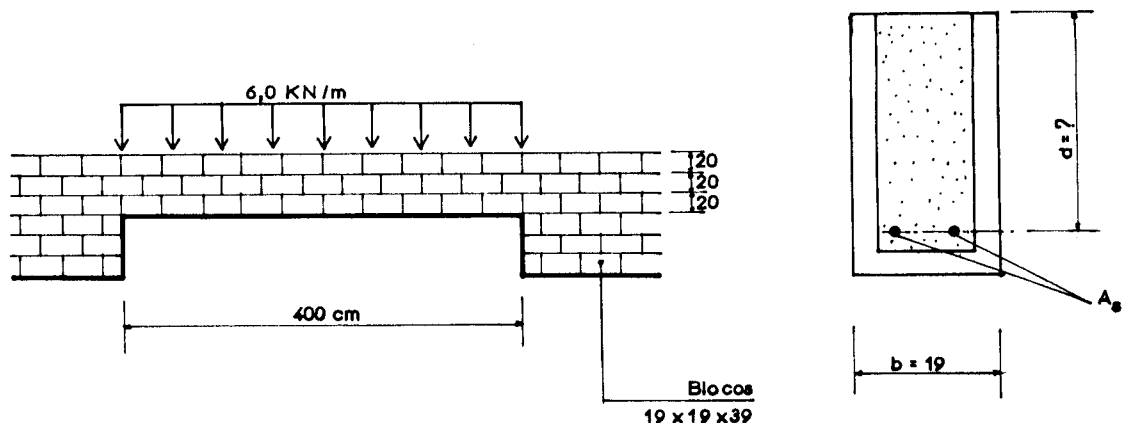


Fig. 7.12 - Viga sobre abertura.

São conhecidos:

$$f_p = 10 \text{ MPa (na área bruta)}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

aço CA 50 A

RESOLUÇÃO

Sendo a viga biapoiada, o momento máximo é:

$$M = \frac{6,0 \times 4,0^2}{8} = 12 \text{ kN.m} = 1200 \text{ kN.cm}$$

Inicialmente, calcula-se a razão modular n (Eq. 7.3.1):

$$n = E_s / E_{alv} \quad ; \quad E_{alv} = 400 f_p = 400 \times 10 = 4000 \text{ MPa} \leq 8000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{210000}{4000} = 52,5$$

A tensão admissível à flexão para alvenaria armada, é (Eq. 6.2.2):

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ MPa} \leq 6,2 \text{ MPa}$$

A tensão admissível da armadura tracionada para o aço CA 50 A, é (Eq. 6.7.1):

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa}$$

Como a altura útil d não está fixada, pode-se fazer o dimensionamento balanceado; assim:

$$f_{s,t} = \bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa} = 16,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f} = 3,3 \text{ MPa} = 0,33 \text{ kN/cm}^2$$

e a razão entre as tensões admissíveis (Eq. 7.3.17 e 7.3.16):

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{165}{3,3} = 50,0$$

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}} = \frac{52,5}{52,5 + 50} = 0,512$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3} = 1 - \frac{0,512}{3} = 0,829$$

Finalmente a altura útil d é (Eq. 7.3.18):

$$d = \sqrt{\frac{2M}{b \cdot \bar{f}_{alv,f} \cdot j_{bal} \cdot k_{bal}}} = \sqrt{\frac{2 \times 1200}{19 \times 0,33 \times 0,829 \times 0,512}}$$

$$d = 30,0 \text{ cm}$$

e a armadura (Eq. 7.3.19):

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_{s,t} \cdot j_{bal} \cdot d} = \frac{1200}{16,5 \times 0,829 \times 30,0}$$

$$A_s = 2,92 \text{ cm}^2$$

Pode-se executar a viga utilizando dois blocos canaleta sobrepostos, com $d = 33 \text{ cm}$ (Figura 7.13).

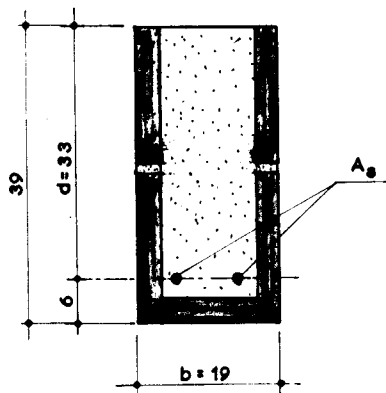


Fig. 7.13 - Detalhe da viga.

EXEMPLO 2

Dimensionar a armadura necessária para uma viga de alvenaria, feita com bloco canaleta 14x19x39, submetida ao momento fletor de 140 kN.cm (Figura 7.14).

São dados:

$$f_p = 8 \text{ MPa (na área bruta)}$$

$$\bar{f}_{e,t} = 165 \text{ MPa} ; E_e = 210000 \text{ MPa}$$

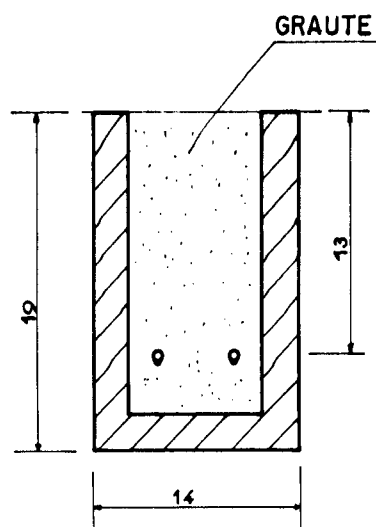


Fig. 7.14 - Viga em bloco canaleta.

RESOLUÇÃO

A razão modular n é (Eq. 7.3.1):

$$n = E_e / E_{alv} ; E_{alv} = 400 f_p = 400 \times 8 = 3200 \text{ MPa} \leq 8000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{210000}{3200} = 65,6$$

A tensão admissível à flexão para alvenaria armada é (Eq. 6.2.2):

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 8 = 2,64 \text{ MPa} = 0,264 \text{ kN/cm}^2 \leq 6,2 \text{ MPa}$$

Como a altura útil d está fixada, o dimensionamento não será balanceado. É necessário comparar R com $M/(bd^2)$ para definir se a viga é normalmente armada ou superarmada. Calculam-se:

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{e,t}}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{165}{2,64} = 62,5$$

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}} = \frac{65,6}{65,6 + 62,5} = 0,512$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3} = 1 - \frac{0,512}{3} = 0,829$$

$$R = \bar{f}_{alv,f} \frac{j_{bal} \cdot k_{bal}}{2} = 0,264 \frac{0,829 \times 0,512}{2}$$

$$R = 0,056$$

$$d = h - 6 \text{ cm} = 19 - 6 = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{140}{14 \times 14^2} = 0,051$$

Como $M/(bd^2) = 0,051 < R = 0,056$, resulta em peça normalmente armada. Neste caso tem-se:

$$f_{s,t} = \bar{f}_{s,t} \quad \text{e} \quad f_{alv,f} < \bar{f}_{alv,f}$$

Calcula-se (Eq. 7.3.21):

$$\gamma_s = d \sqrt{\frac{\bar{f}_{s,t} \cdot b}{M}} = 14 \sqrt{\frac{16,5 \times 14}{140}} = 17,98$$

$$\gamma_s = 17,98 \xrightarrow[\text{para } n = 65]{\text{TABELA 7.1}} 100 \rho = 0,37 ; r = 67$$

A armadura é (Eq. 7.3.22):

$$A_s = \rho b d = 0,0037 \times 14 \times 14 = 0,73$$

$$A_s = 0,73 \text{ cm}^2$$

Verificação:

$$f_{alv,f} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{r} = \frac{165}{67}$$

$$f_{alv,f} = 2,46 \text{ MPa} < \bar{f}_{alv,f} = 2,77 \text{ MPa}$$

7.3.6 VERIFICAÇÃO DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA SIMPLES

São dois problemas: no primeiro, as incógnitas são as tensões na alvenaria comprimida e no aço tracionado; no segundo, a incógnita é o momento que a seção pode suportar.

1.º) Dados: n
 b, d, M
 A_s

Pede-se: $f_{alv,f} = ?$
 $f_{s,t} = ?$

SOLUÇÃO:

Calcula-se:

$$p = \frac{A_s}{bd} \times 100 \xrightarrow[\text{(item 7.3.10)}]{\text{TABELA 7.1}} k, j, r, \gamma_s, \gamma_{alv}$$

$$f_{alv,f} = \frac{M}{b \cdot d^2} (\gamma_{alv})^2 \leq \bar{f}_{alv,f} \quad (7.3.26)$$

$$f_{s,t} = \frac{M}{b \cdot d^2} (\gamma_s)^2 = \frac{M}{A_s \cdot jd} \leq \bar{f}_{s,t} \quad (7.3.27)$$

Como verificação deverá ocorrer:

$$\frac{A_s}{f_{alv,f}} = r$$

2.º) Dados: n

b, d, A_s

$$\bar{f}_{s,t}, \bar{f}_{alv,f}; r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}}$$

Pede-se: $M = ?$

SOLUÇÃO: Inicialmente é necessário verificar se a seção está normalmente armada ou superarmada. Isto feito, o cálculo do momento é simples.

Calcula-se:

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}}$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3}$$

$$p_{bal} = \frac{k_{bal}}{2r_{bal}}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

se $p \leq p_{bal}$ \longrightarrow a seção é normalmente armada;

se $p > p_{bal}$ \longrightarrow a seção é superarmada.

a) Seção normalmente armada

Neste caso tem-se:

$$\begin{cases} f_{e,t} = \bar{f}_{e,t} \\ f_{alv,f} \leq \bar{f}_{alv,f} \end{cases}$$

Com $100 p \xrightarrow[\text{(item 7.3.10)}]{\text{TABELA 7.1}} \gamma_e, r$

O momento admissível sai da Eq. 7.3.27:

$$M = \frac{\bar{f}_{e,t} \cdot b d^2}{\gamma_e^2} \quad (7.3.28)$$

A tensão de compressão na alvenaria é:

$$f_{alv,f} = \frac{\bar{f}_{e,t}}{r} \leq \bar{f}_{alv,f}$$

b) Seção superarmada

Neste caso tem-se:

$$\begin{cases} f_{e,t} < \bar{f}_{e,t} \\ f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f} \end{cases}$$

Com $100 p \xrightarrow[\text{(item 7.3.10)}]{\text{TABELA 7.1}} \gamma_{alv}, r$

O momento admissível sai da Eq. 7.3.26:

$$M = \frac{\bar{f}_{alv,f} \cdot b d^2}{\gamma_{alv}^2} \quad (7.3.29)$$

A tensão de tração no aço é:

$$f_{s,t} = \bar{f}_{alv,f} \cdot r < \bar{f}_{s,t}$$

7.3.7 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA DUPLA

Vigas de alvenaria raramente requerem armadura dupla. Entretanto, quando há limitação para o aumento da altura útil d e da largura b , esta solução pode ser utilizada, pois a armadura comprimida aumenta a capacidade resistente da viga (Figura 7.15).

Após a exposição da teoria, está feito um exemplo de aplicação.

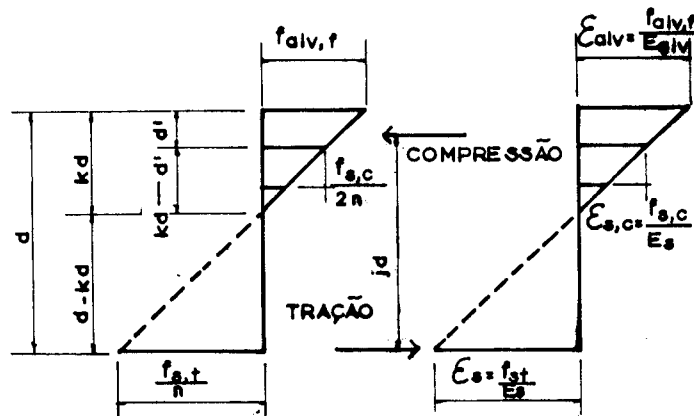


Fig. 7.15 - Viga com armadura dupla (Fonte: AMRHEIN [14]).

Dados: n, b, d

$$\bar{f}_{s,t}, \bar{f}_{alv,f}$$

M

Pede-se: $A_s = ?$

$A'_s = ?$

SOLUÇÃO: Após verificado que $M/(bd^2) > R$ (ver item 7.3.5), calcula-se:

$$P_{bal} = \frac{k_{bal}}{2r_{bal}} \quad (7.3.30)$$

$$P_1 = \frac{M/bd^2 - R}{\bar{f}_{s,t} (1 - d'/d)} \quad (7.3.31)$$

$$P = P_{bal} + P_1 \quad (7.3.32)$$

$$P' = \frac{M/bd^2 - R}{\bar{f}_{s,t} (1 - d'/d)} \cdot \frac{1 - k_{bal}}{k_{bal} - d'/d}$$

$$P' = P_1 \cdot \left(\frac{1 - k_{bal}}{k_{bal} - d'/d} \right) \quad (7.3.33)$$

As armaduras tracionada e comprimida são:

$$A_s = pbd$$

$$A'_s = p'bd \quad (7.3.34)$$

EXEMPLO

Qual a armadura necessária para uma viga submetida a um momento fletor de 1300 kN.cm. A viga será feita com bloco canaleta 19x19x39 (Figura 7.16).

São dados:

$$f_p = 8,0 \text{ MPa (na área bruta)}$$

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa} ; E_s = 210000 \text{ MPa}$$

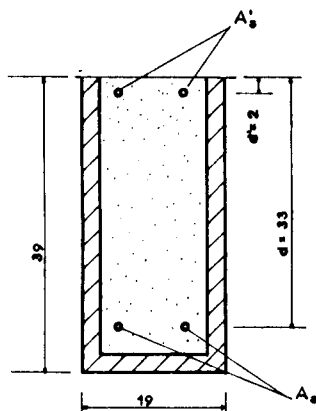


Fig. 7.16 - Viga com armadura dupla.

RESOLUÇÃO

A razão modular n é (Eq. 7.3.1):

$$n = E_s / E_{alv} \quad ; \quad E_{alv} = 400 f_p = 400 \times 8,0 = 3200 \text{ MPa} \leq 8000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{210000}{3200} = 65,6$$

A tensão admissível à flexão para alvenaria armada é (Eq. 6.2.2):

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 8,0 = 2,64 \text{ MPa} = 0,264 \text{ kN/cm}^2 \leq 6,2 \text{ MPa}$$

Verificação se a seção é normalmente armada ou superarmada:

$$r_{bal} = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{165}{2,64} = 62,5$$

$$k_{bal} = \frac{n}{n + r_{bal}} = \frac{65,6}{65,6 + 62,5} = 0,512$$

$$j_{bal} = 1 - \frac{k_{bal}}{3} = 1 - \frac{0,512}{3} = 0,829$$

$$R = \bar{f}_{alv,f} \frac{j_{bal} \cdot k_{bal}}{2} = 0,264 \frac{0,829 \times 0,512}{2}$$

$$R = 0,056$$

$$d = h - 6 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$M/(bd^2) = 1300/(19 \times 33^2) = 0,063$$

Como $M/(bd^2) = 0,063 > R = 0,056$, deve-se dimensionar a seção com armadura dupla. Calcula-se:

$$P_{bal} = \frac{k_{bal}}{2r_{bal}} = \frac{0,512}{2 \times 62,5} = 0,0041$$

$$P_1 = \frac{M/bd^2 - R}{\bar{f}_{s,t} (1 - d'/d)} = \frac{0,063 - 0,056}{16,5 \cdot (1 - 2/33)}$$

$$P_1 = 0,0005$$

$$P = P_{bal} + P_1 = 0,0041 + 0,0005 = 0,0046$$

$$P' = P_1 \cdot \left(\frac{1 - k_{bal}}{k_{bal} - d'/d} \right) = 0,0005 \cdot \left(\frac{1 - 0,512}{0,512 - 2/33} \right)$$

$$P' = 0,0005$$

As armaduras tracionada e comprimida são:

$$A_s = pbd = 0,0046 \times 19 \times 33 = 2,88$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = p'bd = 0,0005 \times 19 \times 33 = 0,31$$

$$A'_s = 0,31 \text{ cm}^2 \quad (\text{ver item 7.3.9})$$

7.3.8 VERIFICAÇÃO DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA DUPLA

Para uma seção transversal conhecida, são verificadas as tensões na alvenaria e no aço.

Dados: n, b, d

M, A_s, A'_s

Pede-se: $f_{alv,f} < \bar{f}_{alv,f}$

$f_{s,t} < \bar{f}_{s,t}$

$f_{s,c} < \bar{f}_{s,c}$

SOLUÇÃO:

Calcula-se:

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad P \cdot n$$

$$P' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \quad ; \quad P' \cdot n$$

(7.3.35)

$$k = \sqrt{[(p + p')n]^2 + 2n(p + p' \cdot d'/d)} - n(p + p') \quad (7.3.36)$$

$$j = \frac{k^2(1 - k/3) + 2np'(k - d'/d)(1 - d'/d)}{k^2 + 2np'(k - d'/d)} \quad (7.3.37)$$

$$f_{alv,f} = \frac{M/bd^2}{j \left[\frac{k}{2} + np' \left(\frac{k - d'/d}{k} \right) \right]} \leq \bar{f}_{alv,f} \quad (7.3.38)$$

$$f_{s,t} = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot p \cdot j} = \frac{M}{A_s \cdot jd} \leq \bar{f}_{s,t} \quad (7.3.39)$$

$$f_{s,c} = f_{s,t} \frac{k - d'/d}{1 - k} \leq \bar{f}_{s,c} \quad (7.3.40)$$

7.3.9 ARMADURA MÍNIMA

Na NBR 1228 [15], a única recomendação que se faz é com relação às barras comprimidas, que devem ser amarradas com estribos, com:

$$\phi_s \geq 6,3 \text{ mm}$$

$$s \leq \begin{cases} 16 \phi_l \\ 30 \phi_s \end{cases}$$

onde:

ϕ_s = diâmetro do estribo;

ϕ_l = diâmetro da barra longitudinal;

s = espaçamento dos estribos.

No UBC [22], encontram-se várias outras recomendações:

a) O diâmetro máximo das barras longitudinais:

$$\phi_l \leq 32 \text{ mm}$$

b) A área máxima de armadura na célula:

$$A_{s,max} = 6 \% A_{célula}$$

Onde ocorre emenda das barras, a área máxima de armadura na célula é:

$$A_{s,max} = 12 \% A_{célula}$$

c) Emendas das barras por transpasse devem ter os comprimentos mínimos:

$$l_{transp.} \geq 30 \phi_l \quad , \quad \text{para barras comprimidas;}$$

$$l_{transp.} \geq 40 \phi_l \quad , \quad \text{para barras tracionadas.}$$

d) O espaçamento livre entre barras paralelas deve ser:

$$e_{livre} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ \phi_l \end{cases}$$

exceto na emenda das barras.

e) A distância livre entre a superfície da barra e toda superfície de alvenaria deve ser de pelo menos 6 mm para graute fino e 12 mm para graute grosso.

f) As barras da armadura devem ser completamente envolvidas na argamassa ou graute. O cobrimento de argamassa ou graute sobre a armadura deve ser de pelo menos 38 mm, se a alvenaria é exposta ao tempo, 50 mm se exposta ao solo e 19 mm nos outros casos.

g) Toda armadura tracionada ou comprimida deve ser ancorada. O comprimento de ancoragem é:

$$l_b = 0,002 \phi_l \cdot f_{s,t} \quad , \quad \text{para barras tracionadas;}$$

$$l_b = 0,0015 \phi_l \cdot f_{s,c} \quad , \quad \text{para barras comprimidas.}$$

h) Exceto nos apoios e extremidades de balanço, toda barra da armadura deve estender-se o maior de: $12 \phi_l$ ou a altura da viga sobre o ponto onde não se requer mais armadura.

i) No mínimo um terço da armadura total para momento negativo no apoio deve se estender além da posição extrema do ponto de inflexão uma distância suficiente para desenvolver metade da tensão admissível

na barra, não menos do que 1/16 do vão livre, ou a altura da viga, o que for maior.

j) Ao menos um terço da armadura positiva em vigas simples ou nos extremos em balanço de vigas contínuas deve se estender ao longo do suporte da viga em pelo menos 15 cm. Ao menos um quarto da armadura positiva dos vãos de vigas contínuas deve se estender ao menos 15 cm sobre o apoio.

l) Em regiões onde a tensão de tração atuante na armadura é maior do que 80 % da tensão de tração admissível, o comprimento do transpasse de emendas deve ser aumentado pelo menos 50 % do comprimento mínimo necessário.

7.3.10 TABELA UNIVERSAL PARA A FLEXÃO SIMPLES NO ESTÁDIO II

A tabela universal encontra-se no manual da ABCI [1]. Fixando-se a razão modular n e variando o fator r de 1 a 100, pode-se construir a Tabela 7.1 (ver no final do capítulo, página 198), que independente das tensões $f_{alv,f}$ e $f_{s,t}$, auxilia no dimensionamento das vigas de alvenaria. Cinco equações são utilizadas para a construção da tabela. Com n e r conhecidos, tem-se das Eq. 7.3.16 e 7.3.7:

$$k = \frac{n}{n + r}$$

$$j = 1 - k/3$$

Em seguida calcula-se:

$$p = \frac{k}{2r} \tag{7.3.41}$$

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{p \cdot j}} \tag{7.3.42}$$

$$\gamma_{alv} = \frac{\gamma_s}{\sqrt{r}} \tag{7.3.43}$$

7.4 ESFORÇO CORTANTE

Elementos estruturais de alvenaria tais como vigas, paredes e pilares são sujeitos a tensões de cisalhamento, bem como tensões de flexão. O dimensionamento é feito comparando a tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível, sendo que esta última é muito conservadora (AMRHEIN [14]).

Nos itens seguintes, será analisado o dimensionamento de vigas, paredes e pilares submetidos ao esforço cortante.

7.4.1 VIGAS

A tensão de cisalhamento atuante é convencional e, para peças fletidas de alvenaria estrutural, é calculada pela relação:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{t \cdot d} \quad (7.4.1)$$

onde:

- V = esforço cortante;
- t = espessura da parede;
- d = altura útil da viga.

A tensão de cisalhamento atuante não pode exceder a tensão de cisalhamento admissível:

$$\tau_{alv} \leq \bar{\tau}_{alv}$$

A tensão de cisalhamento admissível (item 6.4, Equações 6.4.2 e 6.4.5) repetida aqui, assume os valores:

a) peça fletida sem armadura transversal,

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} \quad (\text{MPa}) \leq 0,35 \text{ MPa}$$

b) peça fletida com armadura transversal,

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,25 \sqrt{f_p} \quad (\text{MPa}) \leq 1 \text{ MPa}$$

Como há duas tensões admissíveis de cisalhamento, o procedimento é o seguinte: inicialmente compara-se a tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível para peça fletida sem armadura transversal; se a tensão de cisalhamento atuante resultar maior, deve-se dispor armadura transversal para a totalidade do esforço cortante. Ainda assim, é necessário comparar a tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível para peça fletida com armadura transversal.

Para armadura transversal constituída somente por estribos verticais, a área total é:

$$A_{sv} = \frac{V \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot d} \quad (7.4.2)$$

onde:

A_{sv} = área total do estribo;

V = esforço cortante;

s = espaçamento entre os estribos;

$\bar{f}_{s,t}$ = tensão admissível da armadura à tração (item 6.7);

d = altura útil da viga.

A NBR 1228 [15] permite e fornece as fórmulas para uso de estribos inclinados e barras dobradas.

EXEMPLO 1

Uma viga de alvenaria com dimensões 19 cm x 40 cm suporta uma força cortante máxima de 10 kN. Verificar se há necessidade de armadura ao cisalhamento.

Dados:

$$f_p = 4 \text{ MPa} \quad (\text{na área bruta})$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

RESOLUÇÃO

A tensão de cisalhamento atuante (Eq. 7.4.1) vale:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{t \cdot d} = \frac{10}{19 \times 33} = 0,016 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{alv} = 0,16 \text{ MPa}$$

Para peça fletida sem armadura transversal, a tensão de cisalhamento admissível (Eq. 6.4.2) é:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} = 0,09 \sqrt{4} = 0,18 < 0,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,18 \text{ MPa}$$

Portanto, como $\tau_{alv} = 0,16 < \bar{\tau}_{alv} = 0,18 \text{ MPa}$, não há necessidade de armadura ao cisalhamento.

EXEMPLO 2

Para uma viga composta por blocos canaleta de concreto, solidamente grauteados (Figura 7.17), projetar a armadura de cisalhamento.

Dados:

$$f_p = 6 \text{ MPa (na área bruta)}$$

$$t = 19 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa}$$

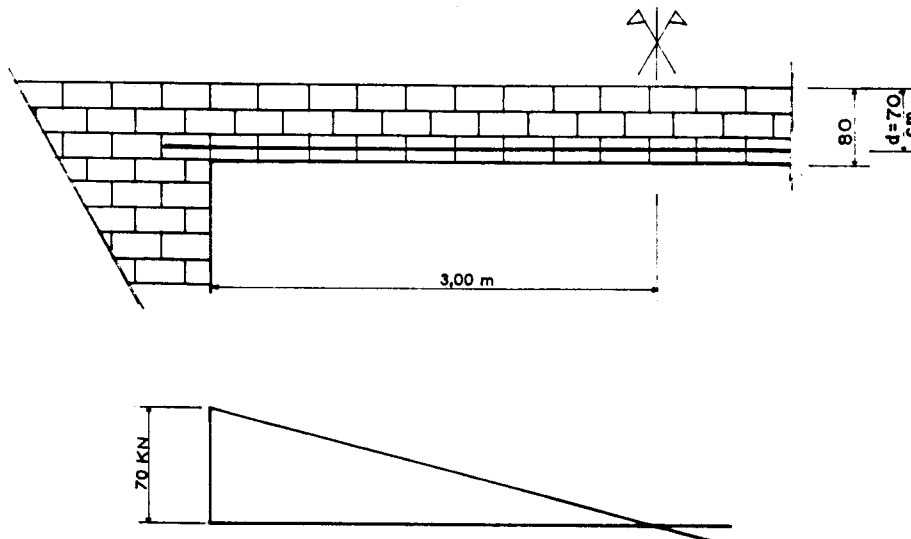


Fig. 7.17 - Viga e diagrama de força cortante.

RESOLUÇÃO

A tensão de cisalhamento atuante para o esforço cortante no apoio (Eq. 7.4.1) é:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{t \cdot d} = \frac{70}{19 \times 70} = 0,053 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{alv} = 0,53 \text{ MPa}$$

A tensão de cisalhamento admissível para peça fletida sem armadura transversal (Eq. 6.4.2) é:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} = 0,09 \sqrt{6} = 0,22 \leq 0,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,22 \text{ MPa}$$

Como $\tau_{alv} = 0,53 > \bar{\tau}_{alv} = 0,22 \text{ MPa}$, deve-se dimensionar armadura de cisalhamento, composta de estribos verticais.

Ainda assim, é necessário comparar a tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível para peça fletida com armadura transversal (Eq. 6.4.5), que é:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,25 \sqrt{f_p} = 0,25 \sqrt{6} = 0,61 \leq 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,61 \text{ MPa}$$

Portanto, $\tau_{alv} = 0,53 < \bar{\tau}_{alv} = 0,61 \text{ MPa}$.

A área total para estribos verticais (Eq. 7.4.2) é:

$$A_{sv} = \frac{V \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot d} = \frac{70 \cdot s}{16,5 \times 70}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = 0,0606 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para estribo de um ramo com diâmetro ϕ 10 mm, tem-se o espaçamento:

$$1 \phi 10 \text{ mm} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,80}{s} = 0,0606 \longrightarrow s = 13,2 \text{ cm}$$

Portanto, estribo de 1 ramo ϕ 10 mm c/ 13 cm.

Igualando a tensão de cisalhamento admissível para peça fletida sem armadura ao cisalhamento com a tensão de cisalhamento atuante (Eq. 7.4.1), tem-se o valor do esforço cortante para o qual não é necessária armadura de cisalhamento:

$$0,022 = \frac{V}{t \cdot d} \longrightarrow 0,022 = \frac{V}{19 \times 70}$$

$$V = 29,26 \text{ kN}$$

Portanto, o trecho da viga que necessita de armadura é:

$$\frac{70}{3,0} = \frac{29,26}{x} \longrightarrow x = 1,25 \text{ m}$$

$$a = 3,0 - 1,25 = 1,75 \text{ m}$$

A Figura 7.18 resume os resultados.

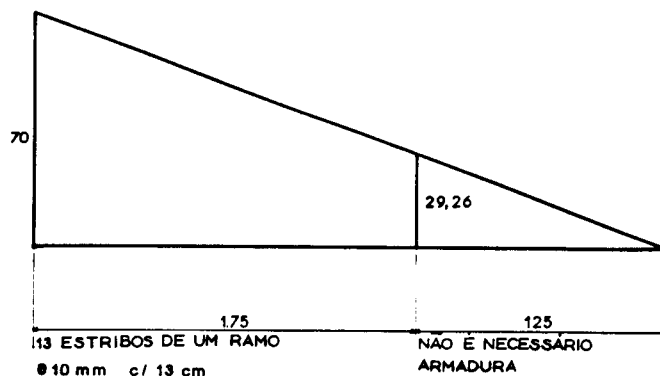


Fig. 7.18 - Estribos finais.

7.4.2 PARALELO À PAREDE

Paredes e pilares estruturais, que suportam forças laterais horizontais, ficam sujeitos à força cortante horizontal (Figura 7.19).

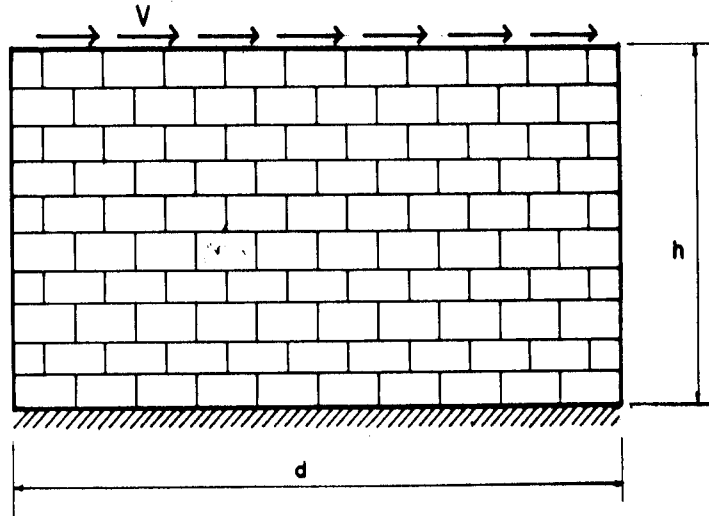


Fig. 7.10 - Parede com força horizontal.

A tensão de cisalhamento atuante é calculada pela expressão:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{A_{ef}} \tag{7.4.3}$$

onde:

V = esforço cortante horizontal;

A_{ef} = área efetiva da parede;

A tensão de cisalhamento atuante não deve exceder a tensão de cisalhamento admissível.

Para alvenaria não-armada, a tensão de cisalhamento admissível (item 6.4, Eq. 6.4.1) repetida aqui, assume os valores:

$$5 \text{ MPa} \leq f_{ak} \leq 12 \text{ MPa} \quad \text{---} \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,15 \text{ MPa};$$

$$12 \text{ MPa} \leq f_{ak} \leq 17 \text{ MPa} \quad \text{---} \quad \bar{\tau}_{alv} = 0,25 \text{ MPa};$$

onde f_{ak} é a resistência característica da argamassa.

Para alvenaria armada, o procedimento é análogo ao das vigas: inicialmente se compara a tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível para parede ou pilar sem armadura de cisalhamento (Eq. 6.4.3 e 6.4.4); se a tensão de cisalhamento atuante resultar maior, deve-se dispor armadura transversal para a totalidade do esforço cortante. Finalmente, é necessário comparar a

tensão de cisalhamento atuante com a tensão de cisalhamento admissível, para parede ou pilar com armadura transversal (Eq. 6.4.6 e 6.4.7).

A área da armadura resistente ao cisalhamento pode ser calculada pela fórmula:

$$A_{sv} = \frac{V \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot d} \quad (7.4.4)$$

onde:

V = esforço cortante;

s = espaçamento da armadura;

$\bar{f}_{s,t}$ = tensão admissível do aço (item 6.7);

d = comprimento útil da parede.

EXEMPLO

Uma parede armada, de bloco vazado de concreto, está sujeita à força lateral (Figura 7.20). Projetar a armadura horizontal de cisalhamento.

Dados:

$f_p = 10$ MPa (na área líquida)

$V = 50$ kN

$t = 14$ cm, aço CA 50 A, bloco 14x19x39

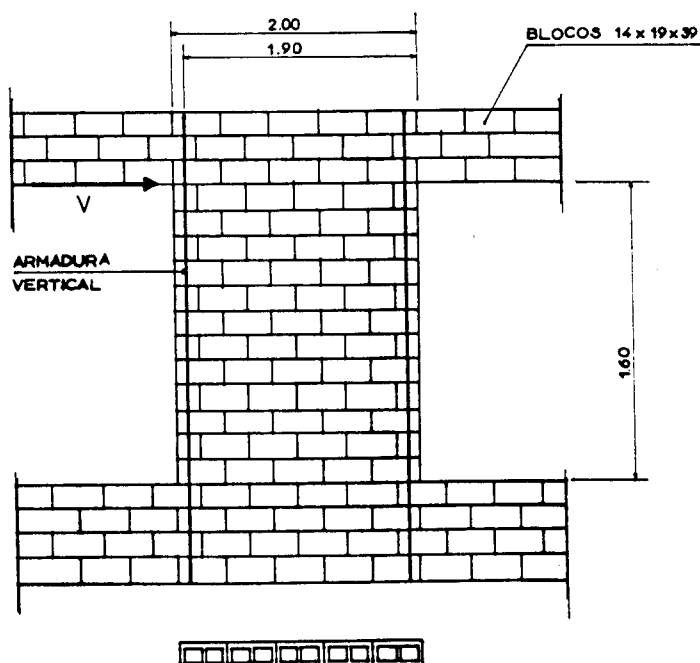


Fig. 7.20 - Parede sob força lateral.

RESOLUÇÃO

A área líquida de um bloco 14x19x39 está na Tabela 2.1:

$$A_l = 271 \text{ cm}^2$$

Na parede há $200/40 = 5$ blocos. Desprezando-se a área do graute das colunas laterais, a área efetiva da parede é:

$$A_{ef} = 5 \times 271 = 1355 \text{ cm}^2$$

A tensão de cisalhamento atuante na parede (Eq. 7.4.3) é:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{A_{ef}} = \frac{50}{1355} = 0,037 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{alv} = 0,37 \text{ MPa}$$

A parede deste exemplo deve ser considerada engastada no topo e na base; neste caso tem-se:

$$\frac{M}{V \cdot d} = \frac{h}{2d} = \frac{160}{2 \times 190} = 0,42 < 1$$

Assim, a tensão de cisalhamento admissível para parede sem armadura ao cisalhamento (Eq. 6.4.4) é:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,17 \sqrt{10} = 0,54 \leq 0,35 \text{ MPa}$$

Portanto, $\bar{\tau}_{alv} = 0,35 \text{ MPa}$.

A tensão de cisalhamento atuante $\tau_{alv} = 0,37 \text{ MPa}$ é maior que a tensão de cisalhamento admissível para parede sem armadura ao cisalhamento e, neste caso, deve-se colocar armadura para vencer todo o esforço cortante. Ainda assim, deve-se comparar a tensão atuante com a tensão admissível para parede com armadura de cisalhamento (Eq. 6.4.7):

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,17 \sqrt{f_p} = 0,17 \sqrt{10} = 0,54 \text{ MPa} \leq 0,8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{alv} = 0,37 < \bar{\tau}_{alv} = 0,54 \text{ MPa}$$

A tensão admissível à tração, para o aço CA 50 A é (Eq. 6.7.2):

$$\bar{f}_{s,t} \leq \begin{cases} 0,5 \times 500 = 250 \text{ MPa} \\ 206 \text{ MPa} \end{cases}$$

Portanto, $\bar{f}_{s,t} = 206 \text{ MPa}$.

A área da armadura ao cisalhamento (Eq. 7.4.4) é:

$$A_{sw} = \frac{V \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot d} = \frac{50 \cdot s}{20,6 \times 190}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,0128 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para barras de diâmetro $\phi 6,3 \text{ mm}$ tem-se:

$$1 \phi 6,3 \text{ mm} = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,315}{s} = 0,0128 \longrightarrow s = 24,6 \text{ cm}$$

Portanto, 1 $\phi 6,3 \text{ mm}$ c/ 20 cm, espaçados verticalmente e colocados nas juntas horizontais dos blocos.

7.4.3 ARMADURA MÍNIMA

Para o ACI 530.1 [23], a área de armadura mínima para o cisalhamento é:

$$A_{sw,min} = 0,10 \% b \cdot s \quad (\text{cm}^2/\text{cm})$$

Os espaçamentos máximos para os estribos a 90° são:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

O UBC [22] recomenda que o primeiro estribo fique a no máximo $d/2$ da face do apoio, porém mais do que $d/4$.

7.5 ADERÊNCIA E ANCORAGEM

Nos elementos fletidos, nos quais as armaduras tracionadas são paralelas à face comprimida, a tensão de aderência τ_b deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_b = \frac{V}{\sum \mu_o \cdot d} \quad (7.5.1)$$

onde:

$\sum \mu_o$ = soma dos perímetros das barras tracionadas;
d = altura útil da viga.

A NBR 1228 [15] limita a tensão de aderência para barras de aderência normal ao valor de 1 MPa.

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 60

r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}
1	0.984	0.672	49.18	1.74	1.74	51	0.541	0.820	0.53	15.17	2.12
2	0.968	0.677	24.19	2.47	1.75	52	0.536	0.821	0.52	15.37	2.13
3	0.952	0.683	15.87	3.04	1.75	53	0.531	0.823	0.50	15.57	2.14
4	0.938	0.688	11.72	3.52	1.76	54	0.526	0.825	0.49	15.78	2.15
5	0.923	0.692	9.23	3.96	1.77	55	0.522	0.826	0.47	15.98	2.15
6	0.909	0.697	7.58	4.35	1.78	56	0.517	0.828	0.46	16.18	2.16
7	0.896	0.701	6.40	4.72	1.78	57	0.513	0.829	0.45	16.37	2.17
8	0.882	0.706	5.51	5.07	1.79	58	0.508	0.831	0.44	16.57	2.18
9	0.870	0.710	4.83	5.40	1.80	59	0.504	0.832	0.43	16.77	2.18
10	0.857	0.714	4.29	5.72	1.81	60	0.500	0.833	0.42	16.97	2.19
11	0.845	0.718	3.84	6.02	1.82	61	0.496	0.835	0.41	17.17	2.20
12	0.833	0.722	3.47	6.31	1.82	62	0.492	0.836	0.40	17.37	2.21
13	0.822	0.726	3.16	6.60	1.83	63	0.488	0.837	0.39	17.56	2.21
14	0.811	0.730	2.90	6.88	1.84	64	0.484	0.839	0.38	17.76	2.22
15	0.800	0.733	2.67	7.15	1.85	65	0.480	0.840	0.37	17.96	2.23
16	0.789	0.737	2.47	7.42	1.85	66	0.476	0.841	0.36	18.15	2.23
17	0.779	0.740	2.29	7.68	1.86	67	0.472	0.843	0.35	18.35	2.24
18	0.769	0.744	2.14	7.93	1.87	68	0.469	0.844	0.34	18.54	2.25
19	0.759	0.747	2.00	8.18	1.88	69	0.465	0.845	0.34	18.74	2.26
20	0.750	0.750	1.88	8.43	1.89	70	0.462	0.846	0.33	18.93	2.26
21	0.741	0.753	1.76	8.68	1.89	71	0.458	0.847	0.32	19.13	2.27
22	0.732	0.756	1.66	8.92	1.90	72	0.455	0.848	0.32	19.32	2.28
23	0.723	0.759	1.57	9.16	1.91	73	0.451	0.850	0.31	19.52	2.28
24	0.714	0.762	1.49	9.39	1.92	74	0.448	0.851	0.30	19.71	2.29
25	0.706	0.765	1.41	9.62	1.92	75	0.444	0.852	0.30	19.90	2.30
26	0.698	0.767	1.34	9.85	1.93	76	0.441	0.853	0.29	20.10	2.31
27	0.690	0.770	1.28	10.08	1.94	77	0.438	0.854	0.28	20.29	2.31
28	0.682	0.773	1.22	10.31	1.95	78	0.435	0.855	0.28	20.48	2.32
29	0.674	0.775	1.16	10.53	1.96	79	0.432	0.856	0.27	20.68	2.33
30	0.667	0.778	1.11	10.76	1.96	80	0.429	0.857	0.27	20.87	2.33
31	0.659	0.780	1.06	10.98	1.97	81	0.426	0.858	0.26	21.06	2.34
32	0.652	0.783	1.02	11.20	1.98	82	0.423	0.859	0.26	21.25	2.35
33	0.645	0.785	0.98	11.42	1.99	83	0.420	0.860	0.25	21.45	2.35
34	0.638	0.787	0.94	11.63	2.00	84	0.417	0.861	0.25	21.64	2.36
35	0.632	0.789	0.90	11.85	2.00	85	0.414	0.862	0.24	21.83	2.37
36	0.625	0.792	0.87	12.06	2.01	86	0.411	0.863	0.24	22.02	2.37
37	0.619	0.794	0.84	12.28	2.02	87	0.408	0.864	0.23	22.21	2.38
38	0.612	0.796	0.81	12.49	2.03	88	0.405	0.865	0.23	22.40	2.39
39	0.606	0.798	0.78	12.70	2.03	89	0.403	0.866	0.23	22.60	2.40
40	0.600	0.800	0.75	12.91	2.04	90	0.400	0.867	0.22	22.79	2.40
41	0.594	0.802	0.72	13.12	2.05	91	0.397	0.868	0.22	22.98	2.41
42	0.588	0.804	0.70	13.33	2.06	92	0.395	0.868	0.21	23.17	2.42
43	0.583	0.806	0.68	13.54	2.06	93	0.392	0.869	0.21	23.36	2.42
44	0.577	0.808	0.66	13.74	2.07	94	0.390	0.870	0.21	23.55	2.43
45	0.571	0.810	0.63	13.95	2.08	95	0.387	0.871	0.20	23.74	2.44
46	0.566	0.811	0.62	14.15	2.09	96	0.385	0.872	0.20	23.93	2.44
47	0.561	0.813	0.60	14.36	2.09	97	0.382	0.873	0.20	24.12	2.45
48	0.556	0.815	0.58	14.56	2.10	98	0.380	0.873	0.19	24.31	2.46
49	0.550	0.817	0.56	14.77	2.11	99	0.377	0.874	0.19	24.50	2.46
50	0.545	0.818	0.55	14.97	2.12	100	0.375	0.875	0.19	24.69	2.47

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 65

r	k	j	100p	γ_s	γ_{olv}	r	k	j	100p	γ_s	γ_{olv}
1	0.985	0.692	49.24	1.74	1.74	51	0.566	0.813	0.55	14.96	2.09
2	0.970	0.677	24.25	2.47	1.75	52	0.556	0.815	0.53	15.16	2.10
3	0.956	0.661	15.93	3.04	1.75	53	0.551	0.816	0.52	15.35	2.11
4	0.942	0.686	11.78	3.52	1.76	54	0.546	0.818	0.51	15.55	2.12
5	0.929	0.690	9.29	3.95	1.77	55	0.542	0.819	0.49	15.74	2.12
6	0.915	0.695	7.63	4.34	1.77	56	0.537	0.821	0.48	15.94	2.13
7	0.903	0.699	6.45	4.71	1.78	57	0.533	0.822	0.47	16.13	2.14
8	0.890	0.703	5.57	5.06	1.79	58	0.528	0.824	0.46	16.32	2.14
9	0.878	0.707	4.88	5.38	1.79	59	0.524	0.825	0.44	16.52	2.15
10	0.867	0.711	4.33	5.70	1.80	60	0.520	0.827	0.43	16.71	2.16
11	0.855	0.715	3.89	6.00	1.81	61	0.516	0.828	0.42	16.90	2.16
12	0.844	0.719	3.52	6.29	1.82	62	0.512	0.829	0.41	17.09	2.17
13	0.833	0.722	3.21	6.57	1.82	63	0.508	0.831	0.40	17.28	2.18
14	0.823	0.726	2.94	6.85	1.83	64	0.504	0.832	0.39	17.47	2.18
15	0.813	0.729	2.71	7.12	1.84	65	0.500	0.833	0.38	17.66	2.19
16	0.802	0.733	2.51	7.38	1.84	66	0.496	0.835	0.38	17.85	2.20
17	0.793	0.736	2.33	7.64	1.85	67	0.492	0.836	0.37	18.04	2.20
18	0.783	0.739	2.18	7.89	1.86	68	0.489	0.837	0.36	18.23	2.21
19	0.774	0.742	2.04	8.13	1.87	69	0.485	0.838	0.35	18.42	2.22
20	0.765	0.745	1.91	8.38	1.87	70	0.481	0.840	0.34	18.61	2.22
21	0.756	0.748	1.80	8.62	1.88	71	0.478	0.841	0.34	18.80	2.23
22	0.747	0.751	1.70	8.86	1.89	72	0.474	0.842	0.33	18.99	2.24
23	0.739	0.754	1.61	9.09	1.90	73	0.471	0.843	0.32	19.18	2.24
24	0.730	0.757	1.52	9.32	1.90	74	0.468	0.844	0.32	19.36	2.25
25	0.722	0.759	1.44	9.55	1.91	75	0.464	0.845	0.31	19.55	2.26
26	0.714	0.762	1.37	9.77	1.92	76	0.461	0.846	0.30	19.74	2.26
27	0.707	0.764	1.31	10.00	1.92	77	0.458	0.847	0.30	19.93	2.27
28	0.699	0.767	1.25	10.22	1.93	78	0.455	0.848	0.29	20.11	2.28
29	0.691	0.770	1.19	10.44	1.94	79	0.451	0.850	0.29	20.30	2.28
30	0.684	0.772	1.14	10.66	1.95	80	0.448	0.851	0.28	20.48	2.29
31	0.677	0.774	1.09	10.87	1.95	81	0.445	0.852	0.27	20.67	2.30
32	0.670	0.777	1.05	11.09	1.96	82	0.442	0.853	0.27	20.86	2.30
33	0.663	0.779	1.00	11.30	1.97	83	0.439	0.854	0.26	21.04	2.31
34	0.657	0.781	0.97	11.51	1.97	84	0.436	0.855	0.26	21.23	2.32
35	0.650	0.783	0.93	11.73	1.98	85	0.433	0.856	0.25	21.41	2.32
36	0.644	0.785	0.89	11.93	1.99	86	0.430	0.857	0.25	21.60	2.33
37	0.637	0.788	0.86	12.14	2.00	87	0.428	0.857	0.25	21.78	2.34
38	0.631	0.790	0.83	12.35	2.00	88	0.425	0.858	0.24	21.97	2.34
39	0.625	0.792	0.80	12.56	2.01	89	0.422	0.859	0.24	22.15	2.35
40	0.619	0.794	0.77	12.76	2.02	90	0.419	0.860	0.23	22.34	2.35
41	0.613	0.796	0.75	12.96	2.02	91	0.417	0.861	0.23	22.52	2.36
42	0.607	0.798	0.72	13.17	2.03	92	0.414	0.862	0.23	22.71	2.37
43	0.602	0.799	0.70	13.37	2.04	93	0.411	0.863	0.22	22.89	2.37
44	0.596	0.801	0.68	13.57	2.05	94	0.409	0.864	0.22	23.07	2.38
45	0.591	0.803	0.66	13.77	2.05	95	0.406	0.865	0.21	23.26	2.39
46	0.586	0.805	0.64	13.97	2.06	96	0.404	0.865	0.21	23.44	2.39
47	0.580	0.807	0.62	14.17	2.07	97	0.401	0.866	0.21	23.63	2.40
48	0.575	0.808	0.60	14.37	2.07	98	0.399	0.867	0.20	23.81	2.41
49	0.570	0.810	0.58	14.57	2.08	99	0.396	0.868	0.20	23.99	2.41
50	0.565	0.812	0.57	14.76	2.09	100	0.394	0.869	0.20	24.18	2.42

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 70

r	k	j	100p	γ_e	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_e	γ_{alv}
1	0.986	0.671	49.30	1.74	1.74	51	0.579	0.807	0.57	14.78	2.07
2	0.972	0.676	24.31	2.47	1.74	52	0.574	0.809	0.55	14.97	2.08
3	0.959	0.680	15.98	3.03	1.75	53	0.569	0.810	0.54	15.16	2.08
4	0.946	0.685	11.82	3.51	1.76	54	0.565	0.812	0.52	15.35	2.09
5	0.933	0.689	9.33	3.94	1.76	55	0.560	0.813	0.51	15.54	2.10
6	0.921	0.693	7.68	4.34	1.77	56	0.556	0.815	0.50	15.73	2.10
7	0.909	0.697	6.49	4.70	1.78	57	0.551	0.816	0.48	15.92	2.11
8	0.897	0.701	5.61	5.04	1.78	58	0.547	0.818	0.47	16.11	2.11
9	0.886	0.705	4.92	5.37	1.79	59	0.543	0.819	0.46	16.29	2.12
10	0.875	0.708	4.38	5.68	1.80	60	0.538	0.821	0.45	16.48	2.13
11	0.864	0.712	3.93	5.98	1.80	61	0.534	0.822	0.44	16.67	2.13
12	0.854	0.715	3.56	6.27	1.81	62	0.530	0.823	0.43	16.85	2.14
13	0.843	0.719	3.24	6.55	1.82	63	0.526	0.825	0.42	17.04	2.15
14	0.833	0.722	2.98	6.82	1.82	64	0.522	0.826	0.41	17.22	2.15
15	0.824	0.725	2.75	7.09	1.83	65	0.519	0.827	0.40	17.41	2.16
16	0.814	0.729	2.54	7.35	1.84	66	0.515	0.828	0.39	17.59	2.17
17	0.805	0.732	2.37	7.60	1.84	67	0.511	0.830	0.38	17.78	2.17
18	0.795	0.735	2.21	7.85	1.85	68	0.507	0.831	0.37	17.96	2.18
19	0.787	0.738	2.07	8.09	1.86	69	0.504	0.832	0.36	18.15	2.18
20	0.778	0.741	1.94	8.33	1.86	70	0.500	0.833	0.36	18.33	2.19
21	0.769	0.744	1.83	8.57	1.87	71	0.496	0.835	0.35	18.51	2.20
22	0.761	0.746	1.73	8.80	1.88	72	0.493	0.836	0.34	18.70	2.20
23	0.753	0.749	1.64	9.03	1.88	73	0.490	0.837	0.34	18.88	2.21
24	0.745	0.752	1.55	9.26	1.89	74	0.486	0.838	0.33	19.06	2.22
25	0.737	0.754	1.47	9.48	1.90	75	0.483	0.839	0.32	19.24	2.22
26	0.729	0.757	1.40	9.71	1.90	76	0.479	0.840	0.32	19.43	2.23
27	0.722	0.759	1.34	9.93	1.91	77	0.476	0.841	0.31	19.61	2.23
28	0.714	0.762	1.28	10.14	1.92	78	0.473	0.842	0.30	19.79	2.24
29	0.707	0.764	1.22	10.36	1.92	79	0.470	0.843	0.30	19.97	2.25
30	0.700	0.767	1.17	10.57	1.93	80	0.467	0.844	0.29	20.15	2.25
31	0.693	0.769	1.12	10.79	1.94	81	0.464	0.845	0.29	20.33	2.26
32	0.686	0.771	1.07	11.00	1.94	82	0.461	0.846	0.28	20.51	2.27
33	0.680	0.773	1.03	11.21	1.95	83	0.458	0.847	0.28	20.69	2.27
34	0.673	0.776	0.99	11.41	1.96	84	0.455	0.848	0.27	20.87	2.28
35	0.667	0.778	0.95	11.62	1.96	85	0.452	0.849	0.27	21.05	2.28
36	0.660	0.780	0.92	11.82	1.97	86	0.449	0.850	0.26	21.23	2.29
37	0.654	0.782	0.88	12.03	1.98	87	0.446	0.851	0.26	21.41	2.30
38	0.648	0.784	0.85	12.23	1.98	88	0.443	0.852	0.25	21.59	2.30
39	0.642	0.786	0.82	12.43	1.99	89	0.440	0.853	0.25	21.77	2.31
40	0.636	0.788	0.80	12.63	2.00	90	0.438	0.854	0.24	21.95	2.31
41	0.631	0.790	0.77	12.83	2.00	91	0.435	0.855	0.24	22.13	2.32
42	0.625	0.792	0.74	13.03	2.01	92	0.432	0.856	0.23	22.30	2.33
43	0.619	0.794	0.72	13.23	2.02	93	0.429	0.857	0.23	22.48	2.33
44	0.614	0.795	0.70	13.42	2.02	94	0.427	0.858	0.23	22.66	2.34
45	0.609	0.797	0.68	13.62	2.03	95	0.424	0.859	0.22	22.84	2.34
46	0.603	0.799	0.66	13.81	2.04	96	0.422	0.859	0.22	23.02	2.35
47	0.598	0.801	0.64	14.01	2.04	97	0.419	0.860	0.22	23.19	2.36
48	0.593	0.802	0.62	14.20	2.05	98	0.417	0.861	0.21	23.37	2.36
49	0.588	0.804	0.60	14.40	2.06	99	0.414	0.862	0.21	23.55	2.37
50	0.583	0.806	0.58	14.59	2.06	100	0.412	0.863	0.21	23.73	2.37

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 75

r	k	j	100p	γ_e	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_e	γ_{alv}
1	0.987	0.671	49.34	1.74	1.74	51	0.595	0.802	0.58	14.62	2.05
2	0.974	0.675	24.35	2.47	1.74	52	0.591	0.803	0.57	14.81	2.05
3	0.962	0.679	16.03	3.03	1.75	53	0.586	0.805	0.55	14.99	2.06
4	0.949	0.684	11.87	3.51	1.76	54	0.581	0.806	0.54	15.18	2.07
5	0.938	0.688	9.38	3.94	1.76	55	0.577	0.808	0.52	15.36	2.07
6	0.926	0.691	7.72	4.33	1.77	56	0.573	0.809	0.51	15.55	2.08
7	0.915	0.695	6.53	4.69	1.77	57	0.568	0.811	0.50	15.73	2.08
8	0.904	0.699	5.65	5.03	1.78	58	0.564	0.812	0.49	15.92	2.09
9	0.893	0.702	4.96	5.36	1.79	59	0.560	0.813	0.47	16.10	2.10
10	0.882	0.706	4.41	5.67	1.79	60	0.556	0.815	0.46	16.28	2.10
11	0.872	0.709	3.96	5.96	1.80	61	0.551	0.816	0.45	16.46	2.11
12	0.862	0.713	3.59	6.25	1.80	62	0.547	0.818	0.44	16.65	2.11
13	0.852	0.716	3.28	6.53	1.81	63	0.543	0.819	0.43	16.83	2.12
14	0.843	0.719	3.01	6.80	1.82	64	0.540	0.820	0.42	17.01	2.13
15	0.833	0.722	2.78	7.06	1.82	65	0.536	0.821	0.41	17.19	2.13
16	0.824	0.725	2.58	7.32	1.83	66	0.532	0.823	0.40	17.37	2.14
17	0.815	0.728	2.40	7.57	1.84	67	0.528	0.824	0.39	17.55	2.14
18	0.806	0.731	2.24	7.81	1.84	68	0.524	0.825	0.39	17.73	2.15
19	0.798	0.734	2.10	8.05	1.85	69	0.521	0.826	0.38	17.91	2.16
20	0.789	0.737	1.97	8.29	1.85	70	0.517	0.828	0.37	18.08	2.16
21	0.781	0.740	1.86	8.53	1.86	71	0.514	0.829	0.36	18.26	2.17
22	0.773	0.742	1.76	8.76	1.87	72	0.510	0.830	0.35	18.44	2.17
23	0.765	0.745	1.66	8.98	1.87	73	0.507	0.831	0.35	18.62	2.18
24	0.758	0.747	1.58	9.21	1.88	74	0.503	0.832	0.34	18.80	2.19
25	0.750	0.750	1.50	9.43	1.89	75	0.500	0.833	0.33	18.97	2.19
26	0.743	0.752	1.43	9.65	1.89	76	0.497	0.834	0.33	19.15	2.20
27	0.735	0.755	1.36	9.86	1.90	77	0.493	0.836	0.32	19.33	2.20
28	0.728	0.757	1.30	10.08	1.90	78	0.490	0.837	0.31	19.50	2.21
29	0.721	0.760	1.24	10.29	1.91	79	0.487	0.838	0.31	19.68	2.21
30	0.714	0.762	1.19	10.50	1.92	80	0.484	0.839	0.30	19.86	2.22
31	0.708	0.764	1.14	10.71	1.92	81	0.481	0.840	0.30	20.03	2.23
32	0.701	0.766	1.10	10.92	1.93	82	0.478	0.841	0.29	20.21	2.23
33	0.694	0.769	1.05	11.12	1.94	83	0.475	0.842	0.29	20.38	2.24
34	0.688	0.771	1.01	11.32	1.94	84	0.472	0.843	0.28	20.56	2.24
35	0.682	0.773	0.97	11.53	1.95	85	0.469	0.844	0.28	20.73	2.25
36	0.676	0.775	0.94	11.73	1.95	86	0.466	0.845	0.27	20.91	2.25
37	0.670	0.777	0.90	11.93	1.96	87	0.463	0.846	0.27	21.08	2.26
38	0.664	0.779	0.87	12.13	1.97	88	0.460	0.847	0.26	21.26	2.27
39	0.658	0.781	0.84	12.32	1.97	89	0.457	0.848	0.26	21.43	2.27
40	0.652	0.783	0.82	12.52	1.98	90	0.455	0.848	0.25	21.60	2.28
41	0.647	0.784	0.79	12.71	1.99	91	0.452	0.849	0.25	21.78	2.28
42	0.641	0.786	0.76	12.91	1.99	92	0.449	0.850	0.24	21.95	2.29
43	0.636	0.788	0.74	13.10	2.00	93	0.446	0.851	0.24	22.12	2.29
44	0.630	0.790	0.72	13.30	2.00	94	0.444	0.852	0.24	22.30	2.30
45	0.625	0.792	0.69	13.49	2.01	95	0.441	0.853	0.23	22.47	2.31
46	0.620	0.793	0.67	13.68	2.02	96	0.439	0.854	0.23	22.64	2.31
47	0.615	0.795	0.65	13.87	2.02	97	0.436	0.855	0.22	22.82	2.32
48	0.610	0.797	0.64	14.06	2.03	98	0.434	0.855	0.22	22.99	2.32
49	0.605	0.798	0.62	14.25	2.04	99	0.431	0.856	0.22	23.16	2.33
50	0.600	0.800	0.60	14.43	2.04	100	0.429	0.857	0.21	23.33	2.33

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 80

r	k	j	100p	γ_{\bullet}	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_{\bullet}	γ_{alv}
1	0.988	0.671	49.38	1.74	1.74	51	0.611	0.796	0.60	14.48	2.03
2	0.976	0.675	24.39	2.46	1.74	52	0.606	0.798	0.58	14.66	2.03
3	0.964	0.679	16.06	3.03	1.75	53	0.602	0.799	0.57	14.85	2.04
4	0.952	0.683	11.90	3.51	1.75	54	0.597	0.801	0.55	15.03	2.05
5	0.941	0.686	9.41	3.93	1.76	55	0.593	0.802	0.54	15.21	2.05
6	0.930	0.690	7.75	4.32	1.77	56	0.588	0.804	0.53	15.39	2.06
7	0.920	0.693	6.57	4.69	1.77	57	0.584	0.805	0.51	15.57	2.06
8	0.909	0.697	5.68	5.03	1.78	58	0.580	0.807	0.50	15.75	2.07
9	0.899	0.700	4.99	5.35	1.78	59	0.576	0.808	0.49	15.93	2.07
10	0.889	0.704	4.44	5.65	1.79	60	0.571	0.810	0.48	16.11	2.08
11	0.879	0.707	4.00	5.95	1.79	61	0.567	0.811	0.47	16.28	2.08
12	0.870	0.710	3.62	6.23	1.80	62	0.563	0.812	0.45	16.46	2.09
13	0.860	0.713	3.31	6.51	1.81	63	0.559	0.814	0.44	16.64	2.10
14	0.851	0.716	3.04	6.78	1.81	64	0.556	0.815	0.43	16.82	2.10
15	0.842	0.719	2.81	7.04	1.82	65	0.552	0.816	0.42	16.99	2.11
16	0.833	0.722	2.60	7.29	1.82	66	0.548	0.817	0.42	17.17	2.11
17	0.825	0.725	2.43	7.54	1.83	67	0.544	0.819	0.41	17.34	2.12
18	0.816	0.728	2.27	7.78	1.83	68	0.541	0.820	0.40	17.52	2.12
19	0.808	0.731	2.13	8.02	1.84	69	0.537	0.821	0.39	17.69	2.13
20	0.800	0.733	2.00	8.26	1.85	70	0.533	0.822	0.38	17.87	2.14
21	0.792	0.736	1.89	8.49	1.85	71	0.530	0.823	0.37	18.04	2.14
22	0.784	0.739	1.78	8.72	1.86	72	0.526	0.825	0.37	18.22	2.15
23	0.777	0.741	1.69	8.94	1.86	73	0.523	0.826	0.36	18.39	2.15
24	0.769	0.744	1.60	9.16	1.87	74	0.519	0.827	0.35	18.56	2.16
25	0.762	0.746	1.52	9.38	1.88	75	0.516	0.828	0.34	18.74	2.16
26	0.755	0.748	1.45	9.59	1.88	76	0.513	0.829	0.34	18.91	2.17
27	0.748	0.751	1.38	9.81	1.89	77	0.510	0.830	0.33	19.08	2.17
28	0.741	0.753	1.32	10.02	1.89	78	0.506	0.831	0.32	19.25	2.18
29	0.734	0.755	1.27	10.23	1.90	79	0.503	0.832	0.32	19.42	2.19
30	0.727	0.758	1.21	10.44	1.91	80	0.500	0.833	0.31	19.60	2.19
31	0.721	0.760	1.16	10.64	1.91	81	0.497	0.834	0.31	19.77	2.20
32	0.714	0.762	1.12	10.84	1.92	82	0.494	0.835	0.30	19.94	2.20
33	0.708	0.764	1.07	11.05	1.92	83	0.491	0.836	0.30	20.11	2.21
34	0.702	0.766	1.03	11.25	1.93	84	0.488	0.837	0.29	20.28	2.21
35	0.696	0.768	0.99	11.45	1.93	85	0.485	0.838	0.29	20.45	2.22
36	0.690	0.770	0.96	11.64	1.94	86	0.482	0.839	0.28	20.62	2.22
37	0.684	0.772	0.92	11.84	1.95	87	0.479	0.840	0.28	20.79	2.23
38	0.678	0.774	0.89	12.03	1.95	88	0.476	0.841	0.27	20.96	2.23
39	0.672	0.776	0.86	12.23	1.96	89	0.473	0.842	0.27	21.13	2.24
40	0.667	0.778	0.83	12.42	1.96	90	0.471	0.843	0.26	21.30	2.25
41	0.661	0.780	0.81	12.61	1.97	91	0.468	0.844	0.26	21.47	2.25
42	0.656	0.781	0.78	12.80	1.98	92	0.465	0.845	0.25	21.64	2.26
43	0.650	0.783	0.76	12.99	1.98	93	0.462	0.846	0.25	21.81	2.26
44	0.645	0.785	0.73	13.18	1.99	94	0.460	0.847	0.24	21.98	2.27
45	0.640	0.787	0.71	13.37	1.99	95	0.457	0.848	0.24	22.14	2.27
46	0.635	0.788	0.69	13.56	2.00	96	0.455	0.848	0.24	22.31	2.28
47	0.630	0.790	0.67	13.74	2.00	97	0.452	0.849	0.23	22.48	2.28
48	0.625	0.792	0.65	13.93	2.01	98	0.449	0.850	0.23	22.65	2.29
49	0.620	0.793	0.63	14.11	2.02	99	0.447	0.851	0.23	22.82	2.29
50	0.615	0.795	0.62	14.30	2.02	100	0.444	0.852	0.22	22.98	2.30

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 85

r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}
1	0.988	0.671	49.42	1.74	1.74	51	0.625	0.792	0.61	14.36	2.01
2	0.977	0.674	24.43	2.46	1.74	52	0.620	0.793	0.60	14.54	2.02
3	0.966	0.678	16.10	3.03	1.75	53	0.616	0.795	0.58	14.72	2.02
4	0.955	0.682	11.94	3.51	1.75	54	0.612	0.796	0.57	14.89	2.03
5	0.944	0.685	9.44	3.93	1.76	55	0.607	0.798	0.55	15.07	2.03
6	0.934	0.689	7.78	4.32	1.76	56	0.603	0.799	0.54	15.25	2.04
7	0.924	0.692	6.60	4.68	1.77	57	0.599	0.800	0.53	15.42	2.04
8	0.914	0.695	5.71	5.02	1.77	58	0.594	0.802	0.51	15.60	2.05
9	0.904	0.699	5.02	5.34	1.78	59	0.590	0.803	0.50	15.78	2.05
10	0.895	0.702	4.47	5.64	1.78	60	0.586	0.805	0.49	15.95	2.06
11	0.885	0.705	4.02	5.94	1.79	61	0.582	0.806	0.48	16.12	2.06
12	0.876	0.708	3.65	6.22	1.80	62	0.578	0.807	0.47	16.30	2.07
13	0.867	0.711	3.34	6.49	1.80	63	0.574	0.809	0.46	16.47	2.08
14	0.859	0.714	3.07	6.76	1.81	64	0.570	0.810	0.45	16.65	2.08
15	0.850	0.717	2.83	7.02	1.81	65	0.567	0.811	0.44	16.82	2.09
16	0.842	0.719	2.63	7.27	1.82	66	0.563	0.812	0.43	16.99	2.09
17	0.833	0.722	2.45	7.52	1.82	67	0.559	0.814	0.42	17.16	2.10
18	0.825	0.725	2.29	7.76	1.83	68	0.556	0.815	0.41	17.33	2.10
19	0.817	0.728	2.15	7.99	1.83	69	0.552	0.816	0.40	17.50	2.11
20	0.810	0.730	2.02	8.23	1.84	70	0.548	0.817	0.39	17.67	2.11
21	0.802	0.733	1.91	8.45	1.84	71	0.545	0.818	0.38	17.85	2.12
22	0.794	0.735	1.81	8.68	1.85	72	0.541	0.820	0.38	18.02	2.12
23	0.787	0.738	1.71	8.90	1.86	73	0.538	0.821	0.37	18.18	2.13
24	0.780	0.740	1.62	9.12	1.86	74	0.535	0.822	0.36	18.35	2.13
25	0.773	0.742	1.55	9.34	1.87	75	0.531	0.823	0.35	18.52	2.14
26	0.766	0.745	1.47	9.55	1.87	76	0.528	0.824	0.35	18.69	2.14
27	0.759	0.747	1.41	9.76	1.88	77	0.525	0.825	0.34	18.86	2.15
28	0.752	0.749	1.34	9.97	1.88	78	0.521	0.826	0.33	19.03	2.15
29	0.746	0.751	1.29	10.17	1.89	79	0.518	0.827	0.33	19.20	2.16
30	0.739	0.754	1.23	10.38	1.89	80	0.515	0.828	0.32	19.36	2.17
31	0.733	0.756	1.18	10.58	1.90	81	0.512	0.829	0.32	19.53	2.17
32	0.726	0.758	1.14	10.78	1.91	82	0.509	0.830	0.31	19.70	2.18
33	0.720	0.760	1.09	10.98	1.91	83	0.506	0.831	0.30	19.87	2.18
34	0.714	0.762	1.05	11.18	1.92	84	0.503	0.832	0.30	20.03	2.19
35	0.708	0.764	1.01	11.37	1.92	85	0.500	0.833	0.29	20.20	2.19
36	0.702	0.766	0.98	11.57	1.93	86	0.497	0.834	0.29	20.37	2.20
37	0.697	0.768	0.94	11.76	1.93	87	0.494	0.835	0.28	20.53	2.20
38	0.691	0.770	0.91	11.95	1.94	88	0.491	0.836	0.28	20.70	2.21
39	0.685	0.772	0.88	12.14	1.94	89	0.489	0.837	0.27	20.86	2.21
40	0.680	0.773	0.85	12.33	1.95	90	0.486	0.838	0.27	21.03	2.22
41	0.675	0.775	0.82	12.52	1.96	91	0.483	0.839	0.27	21.19	2.22
42	0.669	0.777	0.80	12.71	1.96	92	0.480	0.840	0.26	21.36	2.23
43	0.664	0.779	0.77	12.90	1.97	93	0.478	0.841	0.26	21.52	2.23
44	0.659	0.780	0.75	13.08	1.97	94	0.475	0.842	0.25	21.69	2.24
45	0.654	0.782	0.73	13.27	1.98	95	0.472	0.843	0.25	21.85	2.24
46	0.649	0.784	0.71	13.45	1.98	96	0.470	0.843	0.24	22.02	2.25
47	0.644	0.785	0.69	13.63	1.99	97	0.467	0.844	0.24	22.18	2.25
48	0.639	0.787	0.67	13.82	1.99	98	0.464	0.845	0.24	22.34	2.26
49	0.634	0.789	0.65	14.00	2.00	99	0.462	0.846	0.23	22.51	2.26
50	0.630	0.790	0.63	14.18	2.01	100	0.459	0.847	0.23	22.67	2.27

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 90

r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}
1	0.989	0.670	49.45	1.74	1.74	51	0.638	0.787	0.63	14.25	2.00
2	0.978	0.674	24.46	2.46	1.74	52	0.634	0.789	0.61	14.42	2.00
3	0.968	0.677	16.13	3.03	1.75	53	0.629	0.790	0.59	14.60	2.01
4	0.957	0.681	11.97	3.50	1.75	54	0.625	0.792	0.58	14.77	2.01
5	0.947	0.684	9.47	3.93	1.76	55	0.621	0.793	0.56	14.95	2.02
6	0.938	0.688	7.81	4.31	1.76	56	0.616	0.795	0.55	15.12	2.02
7	0.928	0.691	6.63	4.67	1.77	57	0.612	0.796	0.54	15.30	2.03
8	0.918	0.694	5.74	5.01	1.77	58	0.608	0.797	0.52	15.47	2.03
9	0.909	0.697	5.05	5.33	1.78	59	0.604	0.799	0.51	15.64	2.04
10	0.900	0.700	4.50	5.63	1.78	60	0.600	0.800	0.50	15.81	2.04
11	0.891	0.703	4.05	5.93	1.79	61	0.596	0.801	0.49	15.98	2.05
12	0.882	0.706	3.68	6.21	1.79	62	0.592	0.803	0.48	16.15	2.05
13	0.874	0.709	3.36	6.48	1.80	63	0.588	0.804	0.47	16.32	2.06
14	0.865	0.712	3.09	6.74	1.80	64	0.584	0.805	0.46	16.49	2.06
15	0.857	0.714	2.86	7.00	1.81	65	0.581	0.806	0.45	16.66	2.07
16	0.849	0.717	2.65	7.25	1.81	66	0.577	0.808	0.44	16.83	2.07
17	0.841	0.720	2.47	7.49	1.82	67	0.573	0.809	0.43	17.00	2.08
18	0.833	0.722	2.31	7.73	1.82	68	0.570	0.810	0.42	17.17	2.08
19	0.826	0.725	2.17	7.97	1.83	69	0.566	0.811	0.41	17.33	2.09
20	0.818	0.727	2.05	8.20	1.83	70	0.563	0.813	0.40	17.50	2.09
21	0.811	0.730	1.93	8.43	1.84	71	0.559	0.814	0.39	17.67	2.10
22	0.804	0.732	1.83	8.65	1.84	72	0.556	0.815	0.39	17.84	2.10
23	0.796	0.735	1.73	8.87	1.85	73	0.552	0.816	0.38	18.00	2.11
24	0.789	0.737	1.64	9.08	1.85	74	0.549	0.817	0.37	18.17	2.11
25	0.783	0.739	1.57	9.30	1.86	75	0.545	0.818	0.36	18.33	2.12
26	0.776	0.741	1.49	9.51	1.86	76	0.542	0.819	0.36	18.50	2.12
27	0.769	0.744	1.42	9.72	1.87	77	0.539	0.820	0.35	18.66	2.13
28	0.763	0.746	1.36	9.92	1.88	78	0.536	0.821	0.34	18.83	2.13
29	0.756	0.748	1.30	10.13	1.88	79	0.533	0.822	0.34	18.99	2.14
30	0.750	0.750	1.25	10.33	1.89	80	0.529	0.824	0.33	19.16	2.14
31	0.744	0.752	1.20	10.53	1.89	81	0.526	0.825	0.32	19.32	2.15
32	0.738	0.754	1.15	10.73	1.90	82	0.523	0.826	0.32	19.48	2.15
33	0.732	0.756	1.11	10.92	1.90	83	0.520	0.827	0.31	19.65	2.16
34	0.726	0.758	1.07	11.12	1.91	84	0.517	0.828	0.31	19.81	2.16
35	0.720	0.760	1.03	11.31	1.91	85	0.514	0.829	0.30	19.97	2.17
36	0.714	0.762	0.99	11.50	1.92	86	0.511	0.830	0.30	20.14	2.17
37	0.709	0.764	0.96	11.69	1.92	87	0.508	0.831	0.29	20.30	2.18
38	0.703	0.766	0.93	11.88	1.93	88	0.506	0.831	0.29	20.46	2.18
39	0.698	0.767	0.89	12.07	1.93	89	0.503	0.832	0.28	20.62	2.19
40	0.692	0.769	0.87	12.26	1.94	90	0.500	0.833	0.28	20.78	2.19
41	0.687	0.771	0.84	12.44	1.94	91	0.497	0.834	0.27	20.95	2.20
42	0.682	0.773	0.81	12.63	1.95	92	0.495	0.835	0.27	21.11	2.20
43	0.677	0.774	0.79	12.81	1.95	93	0.492	0.836	0.26	21.27	2.21
44	0.672	0.776	0.76	12.99	1.96	94	0.489	0.837	0.26	21.43	2.21
45	0.667	0.778	0.74	13.17	1.96	95	0.486	0.838	0.26	21.59	2.22
46	0.662	0.779	0.72	13.36	1.97	96	0.484	0.839	0.25	21.75	2.22
47	0.657	0.781	0.70	13.54	1.97	97	0.481	0.840	0.25	21.91	2.22
48	0.652	0.783	0.68	13.71	1.98	98	0.479	0.840	0.24	22.07	2.23
49	0.647	0.784	0.66	13.89	1.98	99	0.476	0.841	0.24	22.23	2.23
50	0.643	0.786	0.64	14.07	1.99	100	0.474	0.842	0.24	22.39	2.24

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 95

r	k	j	100p	γ_e	γ_{olv}	r	k	j	100p	γ_e	γ_{olv}
1	0.990	0.670	49.48	1.74	1.74	51	0.651	0.783	0.64	14.15	1.98
2	0.979	0.674	24.48	2.46	1.74	52	0.646	0.785	0.62	14.32	1.99
3	0.969	0.677	16.16	3.02	1.75	53	0.642	0.786	0.61	14.49	1.99
4	0.960	0.680	11.99	3.50	1.75	54	0.638	0.787	0.59	14.67	2.00
5	0.950	0.683	9.50	3.92	1.76	55	0.633	0.789	0.58	14.84	2.00
6	0.941	0.686	7.84	4.31	1.76	56	0.629	0.790	0.56	15.01	2.01
7	0.931	0.690	6.65	4.67	1.76	57	0.625	0.792	0.55	15.18	2.01
8	0.922	0.693	5.76	5.00	1.77	58	0.621	0.793	0.54	15.35	2.02
9	0.913	0.696	5.07	5.32	1.77	59	0.617	0.794	0.52	15.52	2.02
10	0.905	0.698	4.52	5.63	1.78	60	0.613	0.796	0.51	15.69	2.03
11	0.896	0.701	4.07	5.92	1.78	61	0.609	0.797	0.50	15.85	2.03
12	0.888	0.704	3.70	6.20	1.79	62	0.605	0.798	0.49	16.02	2.03
13	0.880	0.707	3.38	6.47	1.79	63	0.601	0.800	0.48	16.19	2.04
14	0.872	0.709	3.11	6.73	1.80	64	0.597	0.801	0.47	16.36	2.04
15	0.864	0.712	2.88	6.98	1.80	65	0.594	0.802	0.46	16.52	2.05
16	0.856	0.715	2.67	7.23	1.81	66	0.590	0.803	0.45	16.69	2.05
17	0.848	0.717	2.49	7.48	1.81	67	0.586	0.805	0.44	16.85	2.06
18	0.841	0.720	2.34	7.71	1.82	68	0.583	0.806	0.43	17.02	2.06
19	0.833	0.722	2.19	7.95	1.82	69	0.579	0.807	0.42	17.18	2.07
20	0.826	0.725	2.07	8.17	1.83	70	0.576	0.808	0.41	17.35	2.07
21	0.819	0.727	1.95	8.40	1.83	71	0.572	0.809	0.40	17.51	2.08
22	0.812	0.729	1.85	8.62	1.84	72	0.569	0.810	0.40	17.67	2.08
23	0.805	0.732	1.75	8.84	1.84	73	0.565	0.812	0.39	17.84	2.09
24	0.798	0.734	1.66	9.05	1.85	74	0.562	0.813	0.38	18.00	2.09
25	0.792	0.736	1.58	9.26	1.85	75	0.559	0.814	0.37	18.16	2.10
26	0.785	0.738	1.51	9.47	1.86	76	0.556	0.815	0.37	18.32	2.10
27	0.779	0.740	1.44	9.68	1.86	77	0.552	0.816	0.36	18.49	2.11
28	0.772	0.743	1.38	9.88	1.87	78	0.549	0.817	0.35	18.65	2.11
29	0.766	0.745	1.32	10.08	1.87	79	0.546	0.818	0.35	18.81	2.12
30	0.760	0.747	1.27	10.28	1.88	80	0.543	0.819	0.34	18.97	2.12
31	0.754	0.749	1.22	10.48	1.88	81	0.540	0.820	0.33	19.13	2.13
32	0.748	0.751	1.17	10.68	1.89	82	0.537	0.821	0.33	19.29	2.13
33	0.742	0.753	1.12	10.87	1.89	83	0.534	0.822	0.32	19.45	2.14
34	0.736	0.755	1.08	11.06	1.90	84	0.531	0.823	0.32	19.61	2.14
35	0.731	0.756	1.04	11.25	1.90	85	0.528	0.824	0.31	19.77	2.14
36	0.725	0.758	1.01	11.44	1.91	86	0.525	0.825	0.31	19.93	2.15
37	0.720	0.760	0.97	11.63	1.91	87	0.522	0.826	0.30	20.09	2.15
38	0.714	0.762	0.94	11.82	1.92	88	0.519	0.827	0.29	20.25	2.16
39	0.709	0.764	0.91	12.00	1.92	89	0.516	0.828	0.29	20.41	2.16
40	0.704	0.765	0.88	12.19	1.93	90	0.514	0.829	0.29	20.56	2.17
41	0.699	0.767	0.85	12.37	1.93	91	0.511	0.830	0.28	20.72	2.17
42	0.693	0.769	0.83	12.55	1.94	92	0.508	0.831	0.28	20.88	2.18
43	0.688	0.771	0.80	12.73	1.94	93	0.505	0.832	0.27	21.04	2.18
44	0.683	0.772	0.78	12.91	1.95	94	0.503	0.832	0.27	21.20	2.19
45	0.679	0.774	0.75	13.09	1.95	95	0.500	0.833	0.26	21.35	2.19
46	0.674	0.775	0.73	13.27	1.96	96	0.497	0.834	0.26	21.51	2.20
47	0.669	0.777	0.71	13.45	1.96	97	0.495	0.835	0.26	21.67	2.20
48	0.664	0.779	0.69	13.62	1.97	98	0.492	0.836	0.25	21.83	2.20
49	0.660	0.780	0.67	13.80	1.97	99	0.490	0.837	0.25	21.98	2.21
50	0.655	0.782	0.66	13.97	1.98	100	0.487	0.838	0.24	22.14	2.21

TABELA 7.1 - Tabela Universal para a Flexão Simples no Estádio II.

n = 100

r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}	r	k	j	100p	γ_s	γ_{alv}
1	0.990	0.670	49.50	1.74	1.74	51	0.662	0.779	0.65	14.06	1.97
2	0.980	0.673	24.51	2.46	1.74	52	0.658	0.781	0.63	14.23	1.97
3	0.971	0.676	16.18	3.02	1.75	53	0.654	0.782	0.62	14.40	1.98
4	0.962	0.679	12.02	3.50	1.75	54	0.649	0.784	0.60	14.57	1.98
5	0.952	0.683	9.52	3.92	1.75	55	0.645	0.785	0.59	14.74	1.99
6	0.943	0.686	7.86	4.31	1.76	56	0.641	0.786	0.57	14.91	1.99
7	0.935	0.688	6.68	4.66	1.76	57	0.637	0.788	0.56	15.07	2.00
8	0.926	0.691	5.79	5.00	1.77	58	0.633	0.789	0.55	15.24	2.00
9	0.917	0.694	5.10	5.32	1.77	59	0.629	0.790	0.53	15.41	2.01
10	0.909	0.697	4.55	5.62	1.78	60	0.625	0.792	0.52	15.57	2.01
11	0.901	0.700	4.10	5.91	1.78	61	0.621	0.793	0.51	15.74	2.02
12	0.893	0.702	3.72	6.19	1.79	62	0.617	0.794	0.50	15.90	2.02
13	0.885	0.705	3.40	6.46	1.79	63	0.613	0.796	0.49	16.07	2.02
14	0.877	0.708	3.13	6.72	1.80	64	0.610	0.797	0.48	16.23	2.03
15	0.870	0.710	2.90	6.97	1.80	65	0.606	0.798	0.47	16.40	2.03
16	0.862	0.713	2.69	7.22	1.80	66	0.602	0.799	0.46	16.56	2.04
17	0.855	0.715	2.51	7.46	1.81	67	0.599	0.800	0.45	16.72	2.04
18	0.847	0.718	2.35	7.69	1.81	68	0.595	0.802	0.44	16.88	2.05
19	0.840	0.720	2.21	7.93	1.82	69	0.592	0.803	0.43	17.04	2.05
20	0.833	0.722	2.08	8.15	1.82	70	0.588	0.804	0.42	17.21	2.06
21	0.826	0.725	1.97	8.38	1.83	71	0.585	0.805	0.41	17.37	2.06
22	0.820	0.727	1.86	8.59	1.83	72	0.581	0.806	0.40	17.53	2.07
23	0.813	0.729	1.77	8.81	1.84	73	0.578	0.807	0.40	17.69	2.07
24	0.806	0.731	1.68	9.02	1.84	74	0.575	0.808	0.39	17.85	2.07
25	0.800	0.733	1.60	9.23	1.85	75	0.571	0.810	0.38	18.01	2.08
26	0.794	0.735	1.53	9.44	1.85	76	0.568	0.811	0.37	18.17	2.08
27	0.787	0.738	1.46	9.64	1.86	77	0.565	0.812	0.37	18.33	2.09
28	0.781	0.740	1.40	9.84	1.86	78	0.562	0.813	0.36	18.48	2.09
29	0.775	0.742	1.34	10.04	1.87	79	0.559	0.814	0.35	18.64	2.10
30	0.769	0.744	1.28	10.24	1.87	80	0.556	0.815	0.35	18.80	2.10
31	0.763	0.746	1.23	10.44	1.87	81	0.552	0.816	0.34	18.96	2.11
32	0.758	0.747	1.18	10.63	1.88	82	0.549	0.817	0.34	19.12	2.11
33	0.752	0.749	1.14	10.82	1.88	83	0.546	0.818	0.33	19.27	2.12
34	0.746	0.751	1.10	11.01	1.89	84	0.543	0.819	0.32	19.43	2.12
35	0.741	0.753	1.06	11.20	1.89	85	0.541	0.820	0.32	19.59	2.12
36	0.735	0.755	1.02	11.39	1.90	86	0.538	0.821	0.31	19.74	2.13
37	0.730	0.757	0.99	11.57	1.90	87	0.535	0.822	0.31	19.90	2.13
38	0.725	0.758	0.95	11.76	1.91	88	0.532	0.823	0.30	20.05	2.14
39	0.719	0.760	0.92	11.94	1.91	89	0.529	0.824	0.30	20.21	2.14
40	0.714	0.762	0.89	12.12	1.92	90	0.526	0.825	0.29	20.37	2.15
41	0.709	0.764	0.86	12.31	1.92	91	0.524	0.825	0.29	20.52	2.15
42	0.704	0.765	0.84	12.48	1.93	92	0.521	0.826	0.28	20.68	2.16
43	0.699	0.767	0.81	12.66	1.93	93	0.518	0.827	0.28	20.83	2.16
44	0.694	0.769	0.79	12.84	1.94	94	0.515	0.828	0.27	20.99	2.16
45	0.690	0.770	0.77	13.02	1.94	95	0.513	0.829	0.27	21.14	2.17
46	0.685	0.772	0.74	13.19	1.95	96	0.510	0.830	0.27	21.29	2.17
47	0.680	0.773	0.72	13.37	1.95	97	0.508	0.831	0.26	21.45	2.18
48	0.676	0.775	0.70	13.54	1.95	98	0.505	0.832	0.26	21.60	2.18
49	0.671	0.776	0.68	13.71	1.96	99	0.503	0.832	0.25	21.76	2.19
50	0.667	0.778	0.67	13.89	1.96	100	0.500	0.833	0.25	21.91	2.19

CAPÍTULO 8

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA

A flexão composta ocorre em paredes estruturais de alvenaria, sujeitas às cargas de piso e telhados, aplicadas paralelamente ao plano da parede, juntamente com forças laterais de vento, do solo ou da água. Pode ocorrer também se a força vertical for excêntrica em relação ao eixo da parede (Figura 8.1).

A ação conjunta da força vertical e do momento fletor sobre a parede leva ao aumento das tensões de compressão na alvenaria; por outro lado, se a tensão de tração devida ao momento fletor superar a tensão de compressão da força vertical e a tensão de tração admissível da alvenaria, será necessário dispor uma armadura tracionada.

Nos itens seguintes, serão descritos três métodos para análise de paredes ou pilares de alvenaria sujeitos à carga axial e momento fletor, ou carga vertical excêntrica. Em ARMHEIN [14] encontram-se vários exemplos resolvidos.

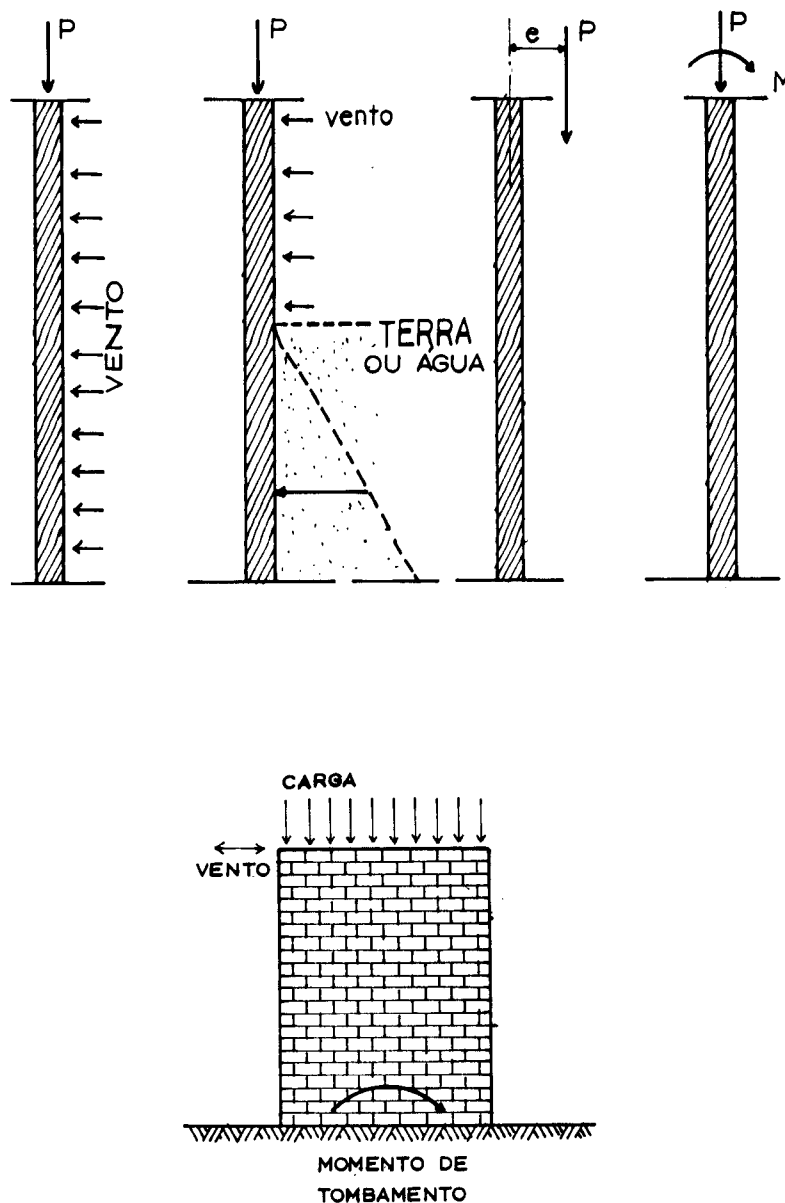


Fig. 8.1 - Carregamentos que causam flexão composta nas paredes.

8.1 MÉTODO 1 - AVALIAÇÃO DAS FORÇAS COM BASE NAS EQUAÇÕES DA ESTÁTICA

Após o cálculo da tensão de compressão axial, é determinada a máxima tensão de compressão da flexão que satisfaz a equação para tensões combinadas (Eq. 6.10.1). Com estas tensões e os esforços solicitantes, a seção é analisada com auxílio das equações da Estática ($\Sigma F_y = 0$ e $\Sigma M = 0$), (Figura 8.2).

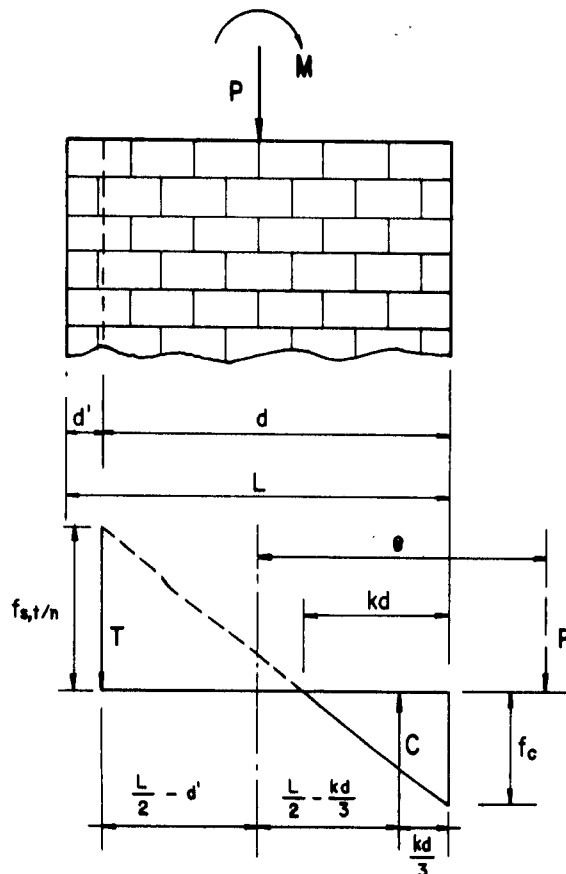


Fig. 8.2 - Parede com momento fletor no seu plano.

8.1.1 CÁLCULO DAS EXCENTRICIDADES

Inicialmente, devem ser calculadas as excentricidades:

$$e = \frac{M}{P} \tag{8.1.1}$$

$$e_k = \frac{I}{A y} \tag{8.1.2}$$

onde:

I = momento de inércia da seção;

A = área efetiva da seção;

y = distância do centro da parede à borda extrema.

Para seção retangular tem-se:

$$e_k = \frac{t}{6} \quad \text{ou} \quad \frac{L}{6} \tag{8.1.3}$$

Comparando-se as excentricidades e e e_k , observa-se se a parede está ou não com tensões de tração:

a) $e \leq e_k$

Neste caso, a seção transversal da parede está inteiramente

comprimida e será necessária apenas a armadura mínima na parede, (ver item 4.11.1).

b) $e > e_k$

Neste caso, ocorrerá $f_{alv,c} < f_{alv,f}$, indicando que parte da seção transversal está sob tensão de tração.

8.1.2 TENSÕES NA ALVENARIA

A tensão axial atuante, já definida no item 7.1 (Eq. 7.1.1) é:

$$f_{alv,c} = \frac{P}{A_{ef}}$$

A tensão de compressão atuante devida à flexão é calculada através da expressão clássica:

$$f_{alv,f} = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M}{S} \tag{8.1.4}$$

Quando, no cálculo das paredes compostas por blocos vazados de concreto, se considera a resistência do prisma (f_p) na área líquida, o momento de inércia é calculado também para a área líquida. Há dois casos em função da posição do momento fletor; as Figuras 8.3 e 8.4 (ABCI [1]) ilustram as áreas resistentes a serem consideradas no cálculo de $f_{alv,f}$.

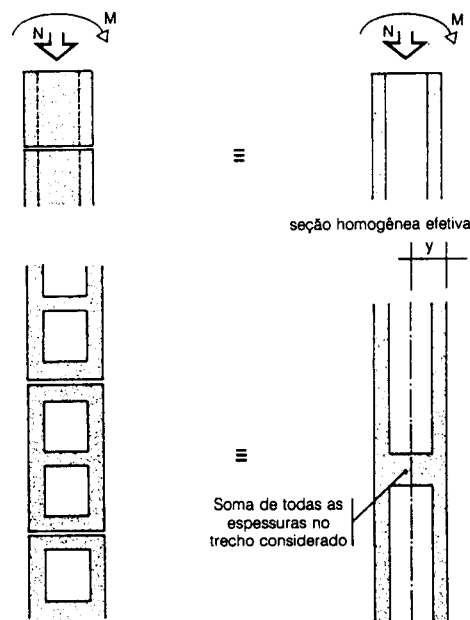


Fig. 8.3 - Momento perpendicular ao plano da parede (Fonte: ABCI [1]).

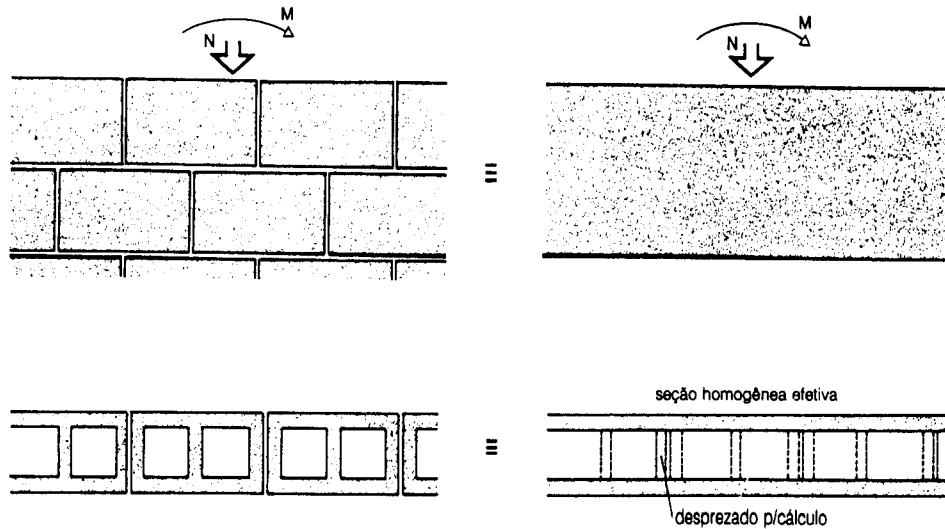
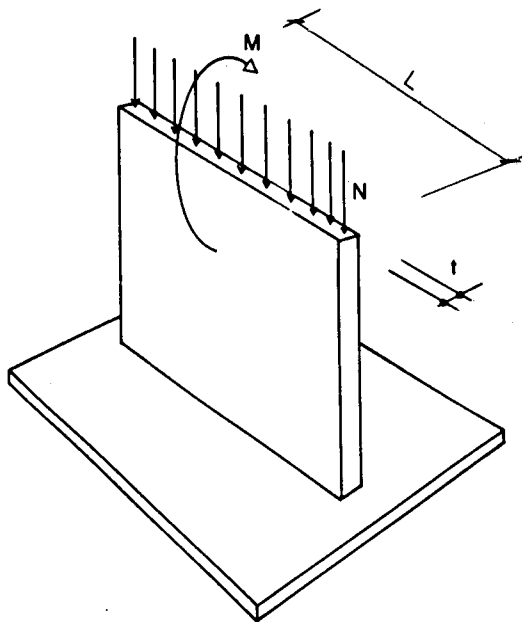


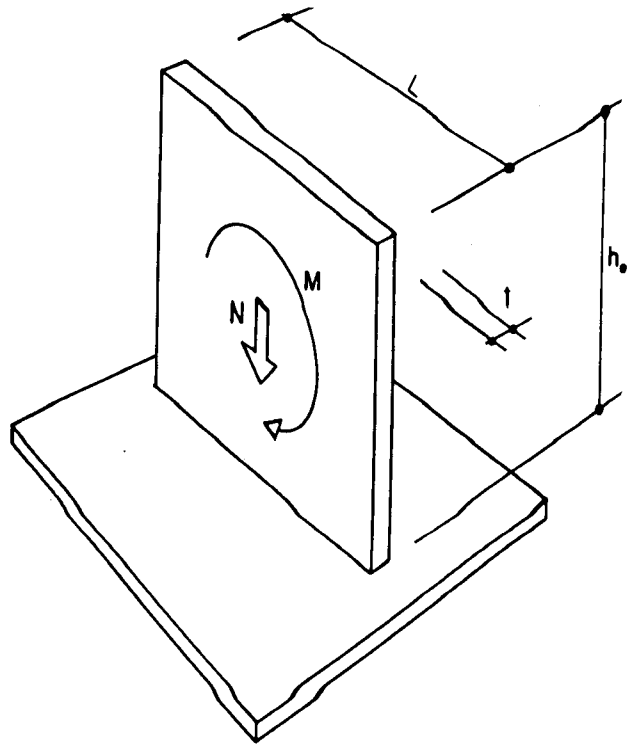
Fig. 8.4 - Momento no plano da parede (Fonte: ABCI [1]).

Quando se considera a resistência do prisma na área bruta, para parede de seção retangular, a tensão de compressão da flexão assume os seguintes valores em função da posição do momento fletor (Figuras 8.5 e 8.6).



$$f_{\text{alv},f} = \frac{6 M}{L t^2} \quad (8.1.5)$$

Fig. 8.5 - Momento perpendicular ao plano da parede (Fonte: ABCI [1]).



$$f_{alv,f} = \frac{6 M}{L^2 t} \quad (8.1.6)$$

Fig. 8.6 - Momento no plano da parede (Fonte: ABCI [11]).

A borda tracionada da seção da parede deve ser verificada de modo que (NBR 1228 [15]):

$$f_{alv,f} - 0,75 f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t} \quad (8.1.7)$$

onde a tensão de tração admissível ($\bar{f}_{alv,t}$), assume os valores definidos no item 6.3 (Eq. 6.3.1 e 6.3.2).

8.1.3 ARMADURA

Após verificar-se a Eq. 8.1.7, é necessário prover apenas a armadura mínima para a parede (ver item 4.11.1). Caso esta equação não se verifique, é necessário dimensionar a armadura para a tensão de tração atuante.

Transformando a Eq. 6.10.1 tem-se a máxima tensão de compressão da flexão:

$$f_{alv,f,max} = \left[1 - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right] \cdot \bar{f}_{alv,f} \quad (8.1.8)$$

ou, se há atuação de ação temporária:

$$f_{alv,f,max} = \left(1,33 - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right) \cdot \bar{f}_{alv,f} \quad (8.1.9)$$

Fazendo ΣM sobre a linha do centro da parede tem-se:

$$C \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(\frac{L}{2} - d' \right) - M = 0 \quad (8.1.10)$$

com

$$T = C - P \quad (8.1.11)$$

e sendo f_c a tensão de compressão total na parede:

$$f_c = f_{alv,c} + f_{alv,f,max} \quad (8.1.12)$$

$$C = \frac{1}{2} t k d f_c \quad (8.1.13)$$

Substituindo C e T na Eq. 8.1.10, fica:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{2} t k d f_c \right) \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) + \left(\frac{1}{2} t k d f_c - P \right) \left(\frac{L}{2} - d' \right) - M = 0 \\ & \frac{1}{4} t k d f_c L - \frac{1}{6} t (kd)^2 f_c + \frac{1}{4} t k d f_c L - \frac{1}{2} t k d f_c d' - \\ & - P \left(\frac{L}{2} - d' \right) - M = 0 \\ & \frac{1}{6} t (kd)^2 f_c - \frac{1}{2} t k d f_c (L - d') + P \left(\frac{L}{2} - d' \right) + M = 0 \end{aligned} \quad (8.1.14)$$

Com a equação do 2º grau para kd (Eq. 8.1.14), tem-se os coeficientes:

$$a = \frac{1}{6} t f_c \quad (8.1.15)$$

$$b = - \frac{1}{2} t f_c (L - d') \quad ; \quad \text{com } L - d' = d \text{ fica,}$$

$$b = - \frac{1}{2} t f_c d \quad (8.1.16)$$

$$c = P \left(\frac{L}{2} - d' \right) + M \quad (8.1.17)$$

resultando como raízes da Eq. 8.1.14:

$$kd = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

A raiz que interessa para kd é:

$$kd = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (8.1.18)$$

A partir da determinação de kd, a sequência de cálculo é a seguinte:

- a) Tensão de compressão axial (Eq. 7.1.1);
- b) Tensão de compressão axial admissível (Eq. 6.1.1 a 6.1.4);
- c) Tensão admissível à compressão da flexão (Eq. 6.2.2);
- d) Máxima tensão à compressão da flexão que irá satisfazer a equação para tensões combinadas (Eq. 8.1.8 ou 8.1.9);
- e) Tensão de compressão total (Eq. 8.1.12);
- f) Resultante das tensões de compressão na alvenaria (Eq. 8.1.13);
- g) Resultante das tensões de tração (Eq. 8.1.11);
- h) Tensão na armadura,

$$f_{s,t} = \left(\frac{d - kd}{kd} \right) n f_c \quad (8.1.19)$$

$$\text{com } f_{s,t} \leq \bar{f}_{s,t}$$

- i) E finalmente a armadura,

$$A_s = \frac{T}{f_{s,t}} \quad (8.1.20)$$

Se ocorrer $f_{s,t} > \bar{f}_{s,t}$, deve ser assumido um valor menor para f_c e novos valores são então calculados. Se a armadura A_s for excessiva, a solução é aumentar a espessura da parede.

EXEMPLO

Verificar a necessidade de armadura para a parede da Figura 8.7.

São conhecidos:

$$f_p = 14 \text{ MPa} \quad (\text{na área bruta})$$

$$f_{ak} = 10 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa}, \quad E_s = 210000 \text{ MPa}$$

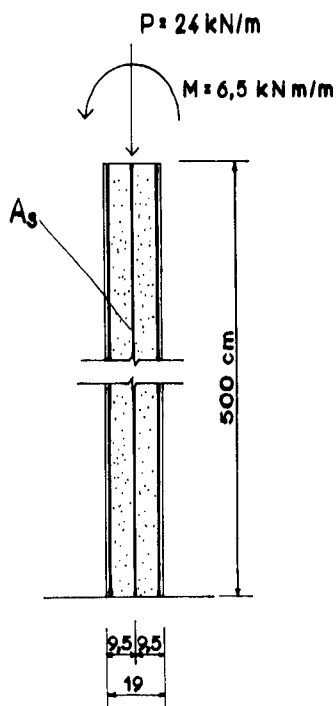


Fig. 8.7 - Parede com momento perpendicular ao seu plano.

RESOLUÇÃO

A razão modular n (Eq. 7.3.1) é:

$$n = E_s / E_{alv} \quad ; \quad E_{alv} = 400 f_p = 400 \times 14 = 5600 \text{ MPa} \leq 8000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{210000}{5600} = 37,5$$

As excentricidades e e e_k são:

$$e = M/P = 6,5/24,0 = 0,271 \text{ m} = 27,1 \text{ cm}$$

$$e_k = t/6 = 19/6 = 3,2 \text{ cm}$$

Tem-se que $e = 27,1 \text{ cm} \gg e_k = 3,2 \text{ cm}$; logo há tensões de tração na seção transversal da parede.

A tensão de compressão da flexão no comprimento de um metro da parede é (Eq. 8.1.5):

$$f_{alv,f} = \frac{6 M}{L t^2} = \frac{6 \times 6,5}{1,0 \times 0,19^2} = 1080,3 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de compressão axial (Eq. 7.1.1) é calculada com $A_{ef} = A_{br}$, pois a resistência do prisma é na área bruta:

$$f_{alv,c} = \frac{P}{A_{ef}} = \frac{24}{1,0 \times 0,19} = 126,3 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de tração admissível é (Eq. 6.3.1):

$$f_{ak} = 10 \text{ MPa} \text{ ————— } \bar{f}_{alv,t} = 0,10 \text{ MPa} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Pela Eq. 8.1.7 verifica-se a necessidade ou não de armadura tracionada.

$$f_{alv,f} - 0,75 f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t}$$

$1080,3 - 0,75 \times 126,3 = 985,6 \text{ kN/m}^2 \gg \bar{f}_{alv,t} = 100 \text{ kN/m}^2$; portanto, é necessária armadura de tração.

As tensões admissíveis são (Eq. 6.1.2 e 6.2.2):

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] = 0,225 \times 14 \left[1 - \left(\frac{5,0}{40 \times 0,19} \right)^3 \right]$$

$$\bar{f}_{alv,c} = 1,787 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 14 = 4,62 \text{ MPa} \leq 6,2 \text{ MPa}$$

A máxima tensão de compressão da flexão, que satisfaz a equação para tensões combinadas, é (Eq. 8.1.8):

$$f_{alv,f,max} = \left(1 - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right) \cdot \bar{f}_{alv,f} = \left(1 - \frac{126,3}{1787} \right) \cdot 4620 = 4293,5$$

$$f_{alv,f,max} = 4293,5 \text{ kN/m}^2$$

Assim, a tensão de compressão total é (Eq. 8.1.12):

$$f_c = f_{alv,c} + f_{alv,f,max} = 126,3 + 4293,5 = 4419,8 \text{ kN/m}^2$$

Os coeficientes a, b, c e kd (Eq. 8.1.15 a 8.1.18) com t = 1,0 m são:

$$a = \frac{1}{6} t f_c = 1/6 \times 1,0 \times 4419,8 = 736,6$$

$$b = - \frac{1}{2} t f_c d = -1/2 \times 1,0 \times 4419,8 \times 0,095 = - 209,9$$

$$c = P \left(\frac{L}{2} - d' \right) + M = 24,0 (0,19/2 - 0,095) + 6,5 = 6,5$$

$$kd = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{209,9 - \sqrt{(-209,9)^2 - 4 \times 736,6 \times 6,5}}{2 \times 736,6}$$

$$kd = 0,035 \text{ m}$$

A resultante das tensões de compressão é (Eq. 8.1.13):

$$C = 1/2 t kd f_c = 1/2 \times 1,0 \times 0,035 \times 4419,8$$

$$C = 77,3 \text{ kN/m}$$

A resultante das tensões de tração é (Eq. 8.1.11):

$$T = C - P = 77,3 - 24,0$$

$$T = 53,3 \text{ kN/m}$$

E a tensão na armadura (Eq. 8.1.19):

$$f_{s,t} = \left[\frac{d - kd}{kd} \right] n f_c = \left[\frac{0,095 - 0,035}{0,035} \right] 37,5 \times 4419,8$$

$$f_{s,t} = 284130 \text{ kN/m}^2 = 284,1 \text{ MPa} \gg \bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa}$$

A solução para o problema é diminuir a tensão de compressão total da parede (f_c) e recalcular os valores.

$$\text{Assumindo } f_c = 3700,0 \text{ kN/m}^2$$

$$a = 616,7$$

$$b = - 175,8$$

$$c = 6,5$$

$$kd = 0,0437$$

$$C = 80,8$$

$$T = 56,8$$

$$f_{s,t} = 163150 \leq \bar{f}_{s,t}$$

Finalmente a armadura é (Eq. 8.1.20):

$$A_s = \frac{T}{f_{s,t}} = \frac{56,8}{163150} = 0,000348 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 3,48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{ver Figura 8.8})$$

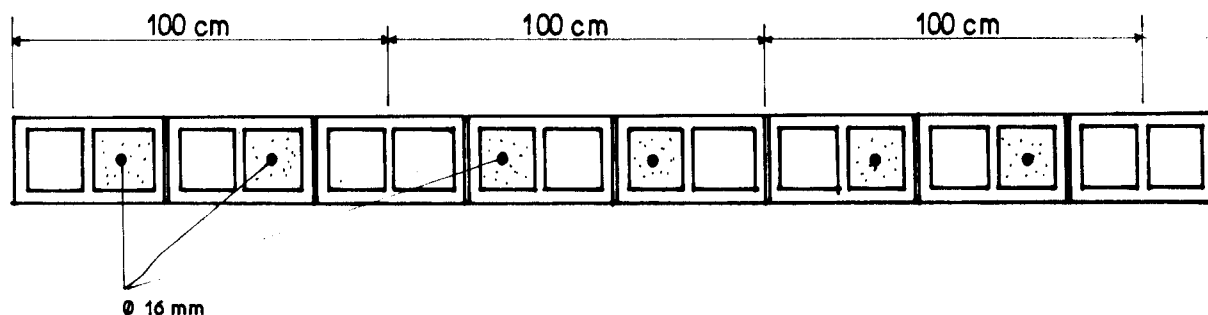


Fig. 8.8 - Armadura final na parede.

8.2 MÉTODO 2 - SEÇÃO ASSUMIDA HOMOGÊNEA PARA CARGAS COMBINADAS

Este método assume que a seção é homogênea e não fissurada. É indicado para paredes e pilares que suportam, além da força vertical, forças horizontais paralelas ao plano da parede, as quais causam momento de tombamento.

Se a tensão de compressão axial ($f_{alv,c}$) é maior do que a tensão de tração da flexão ($f_{alv,f}$) devida ao momento de tombamento, toda a seção está sob compressão e apenas a armadura mínima é necessária (item 4.11.1).

Se a tensão de tração devida ao momento de tombamento é maior do que a tensão axial de compressão, é necessário uma armadura para resistir às tensões de tração.

8.2.1 TENSÕES NA ALVENARIA

As tensões devidas à força vertical e ao momento de tombamento estão indicadas na Figura 8.9.

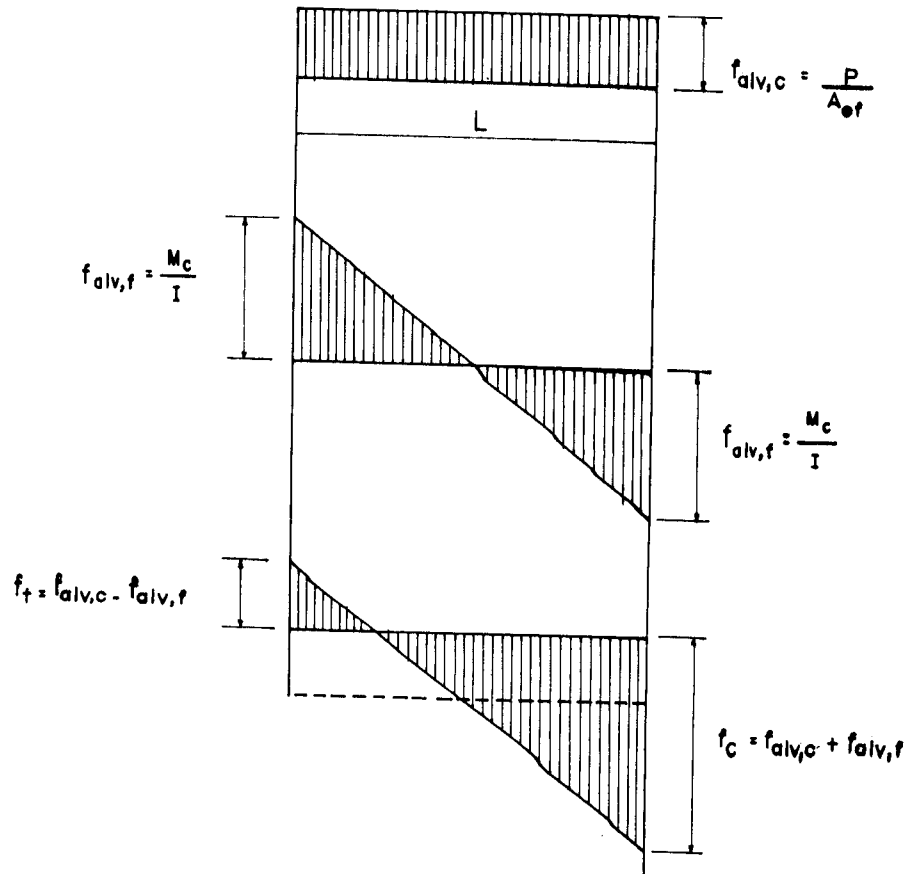


Fig. 8.9 - Tensões na parede.

A Eq. 6.10.1 para tensões combinadas deve ser verificada para as tensões atuantes.

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1 \text{ ou } 1,33 \text{ se há atuação de ação temporária.}$$

8.2.2 FORÇA RESULTANTE DE TRAÇÃO

Com base na Figura 8.10 determina-se a força de tração T resultante.

$$T = \frac{1}{2} f_t t a \tag{8.2.1}$$

A força resultante de tração (T) é aplicada no centro de gravidade do triângulo de tensões de tração. Se a armadura for posicionada a uma distância d_1 da face da parede, a força de tração T pode ser reduzida devido ao aumento do braço de alavanca (Figura 8.11).

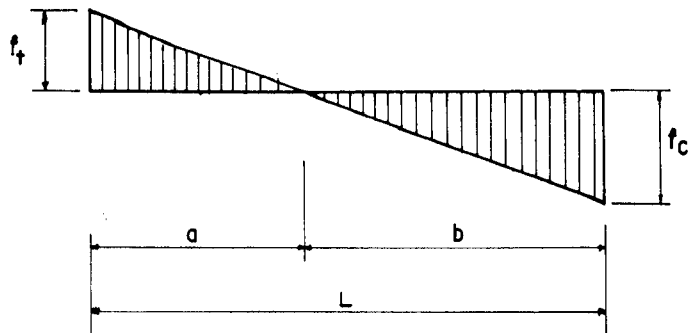


Fig. 8.10 - Tensões resultantes na parede.

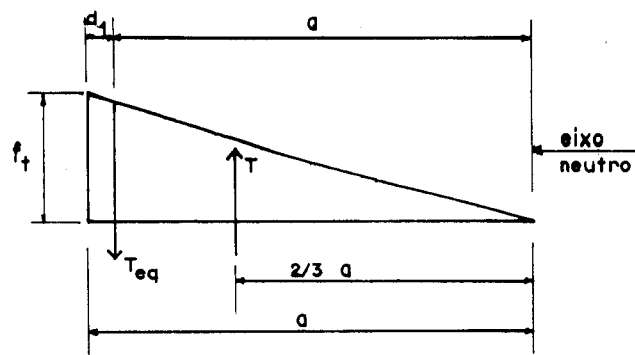


Fig. 8.11 - Correção da força de tração.

Fazendo ΣM sobre o ponto de tensão nula igual a zero, tem-se:

$$T_{eq} (a - d_1) - T (2/3 a) = 0$$

$$T_{eq} = \frac{2}{3} \frac{T \cdot a}{a - d_1} \quad (8.2.2)$$

8.2.3 ARMADURA

A armadura tracionada pode ser determinada pela tensão admissível no aço:

$$A_{s,eq} = \frac{T_{eq}}{f_{s,t}} \quad (8.2.3)$$

ou, caso haja atuação de ação temporária:

$$A_{s,eq} = \frac{T_{eq}}{1,33 \bar{f}_{s,t}} \quad (8.2.4)$$

EXEMPLO

Uma parede será feita com bloco vazado de concreto de dimensões 19x19x39 cm. Suportará uma carga vertical de 36,5 kN/m e um momento de tombamento devido ao vento de 650 kNm (Figura 8.12). Verificar as tensões e a necessidade de armadura.

São conhecidos:

$$f_p = 10,5 \text{ MPa (na área bruta)}$$

$$\bar{f}_{s,t} = 165 \text{ MPa}$$

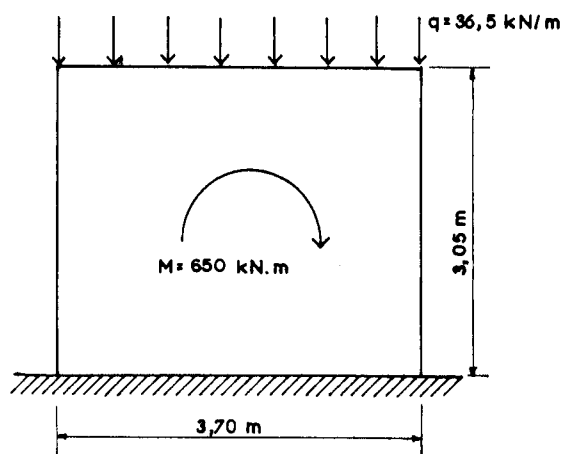


Fig. 8.12 - Dimensões da parede.

RESOLUÇÃO

Como a resistência do prisma é na área bruta, a tensão de compressão atuante da flexão pode ser calculada para seção retangular (Eq. 8.1.6):

$$f_{alv,f} = \frac{6 M}{L^2 t} = \frac{6 \times 650}{3,7^2 \times 0,19} = 1499,4 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de compressão axial atuante é (Eq. 7.1.1):

$$f_{alv,c} = \frac{P}{A_{ef}} = \frac{36,5 \times 3,7}{3,7 \times 0,19} = 192,1 \text{ kN/m}^2$$

As tensões admissíveis são (Eq. 6.1.2 e 6.2.2):

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 0,225 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^2 \right] = 0,225 \times 10500 \left[1 - \left(\frac{3,05}{40 \times 0,19} \right)^2 \right]$$

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 2209,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 10500 = 3465,0 \text{ kN/m}^2 \leq 6200 \text{ kN/m}^2$$

Verificação da equação para tensões combinadas (Eq. 6.10.1):

$$\frac{f_{\text{alv},c}}{\bar{f}_{\text{alv},c}} + \frac{f_{\text{alv},f}}{\bar{f}_{\text{alv},f}} \leq 1,33, \quad \text{pois há atuação de força temporária do vento.}$$

$$\frac{192,1}{2209,8} + \frac{1499,4}{3465,0} = 0,52 < 1,33$$

Tensões totais de tração e compressão na alvenaria (Figura 8.13):

$$f_t = f_{\text{alv},f} - f_{\text{alv},c} = 1499,4 - 192,1$$

$$f_t = 1307,3 \text{ kN/m}^2$$

$$f_c = f_{\text{alv},f} + f_{\text{alv},c} = 1499,4 + 192,1$$

$$f_c = 1691,5 \text{ kN/m}^2$$

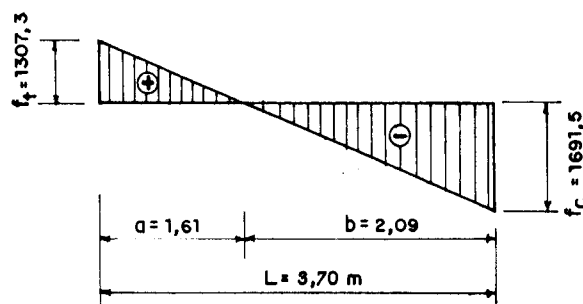


Fig. 8.13 - Tensões resultantes na alvenaria.

Força de tração resultante (Eq. 8.2.1):

$$T = 1/2 f_t t a = 1/2 \times 1307,3 \times 0,19 \times 1,61 = 200,0 \text{ kN}$$

Como a posição da armadura não coincide com a força de tração T, deve-se fazer uma correção calculando T_{eq} (Eq. 8.2.2), Figura 8.14:

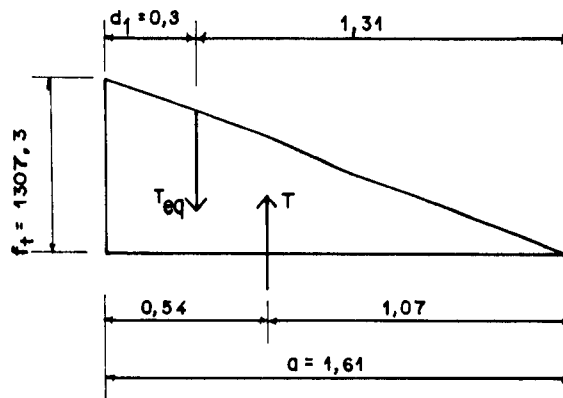


Fig. 8.14 - Correção de T para T_{eq} .

$$T_{eq} = 2/3 \frac{T \cdot a}{a - d_1} = 2/3 \frac{200,0 \times 1,61}{1,61 - 0,3}$$

$$T_{eq} = 163,9 \text{ kN}$$

E a armadura é (Eq. 8.2.4):

$$A_s = \frac{T_{eq}}{1,33 \bar{f}_{s,t}} = \frac{163,9}{1,33 \times 16,5}$$

$$A_s = 7,47 \text{ cm}^2$$

Como as tensões de tração são provenientes da ação do vento, deve-se dispor a armadura calculada nos dois extremos da parede (Figura 8.15).

d = distância da face comprimida ao centro de gravidade da armadura tracionada, para cada flange;

h = altura efetiva da parede.

2.º) O momento de inércia da seção deve ser calculado considerando a seção não fissurada;

3.º) Excentricidades (Eq. 8.1.1 e 8.1.2);

$$e = \frac{M}{P} \quad ; \quad e_k = \frac{I}{A_{ef} y} = \frac{t}{6} \quad \text{para seção retangular.}$$

4.º) Se:

$e \leq e_k$ \longrightarrow armadura mínima (item 4.11.1);

$e > e_k$ \longrightarrow dimensionamento em função das tensões devidas à força vertical e momento fletor.

5.º) Tensão de compressão axial atuante (Eq. 7.1.1);

6.º) Tensão de compressão axial admissível (Eq. 6.1.1 a 6.1.4);

7.º) Tensão de compressão atuante da flexão (Eq. 8.1.4, 8.1.5 ou 8.1.6);

8.º) Tensão admissível à compressão da flexão (Eq. 6.2.2);

9.º) Equação para tensões combinadas (Eq. 6.10.1);

10.º) Distribuição das tensões na parede (Figura 8.16);

11.º) A força de tração T é obtida através do diagrama das tensões de tração;

12.º) Cálculo da armadura,

$$A_s = \frac{T}{\bar{f}_{s,t}} \quad \text{ou} \quad (8.3.1)$$

$$A_s = \frac{T}{1,33 \bar{f}_{s,t}} \quad (8.3.2)$$

A força de tração T deve ficar coincidente com o centro de gravidade da armadura tracionada.

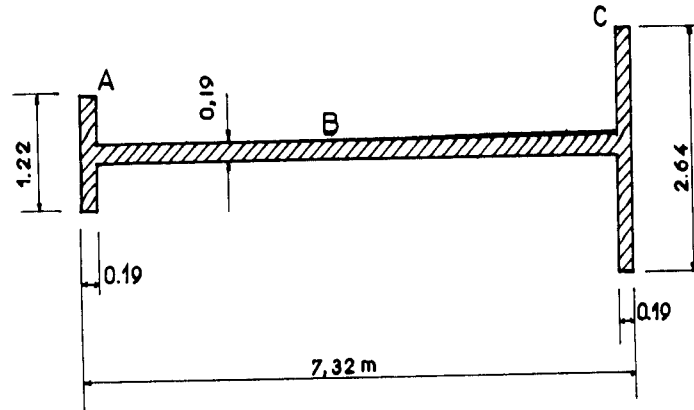


Fig. 8.17 - Parede com flange.

RESOLUÇÃO

a) Cálculo do centro de gravidade.

TABELA 8.1 - Centro de gravidade.

Seção	Área (m ²)	Braço (m)	Mom. Est. (m ³)
A	0,2318	0,095	0,0220
B	1,3186	3,660	4,8261
C	0,5016	7,225	3,6241
Σ	2,0520	-	8,4722

$$\bar{x} = \frac{8,4722}{2,0520} = 4,13 \text{ m}$$

b) Cálculo do momento de inércia.

TABELA 8.2 - Momento de inércia.

Seção	Área (m ²)	I (m ⁴)	d (m)	Ad ² (m ⁴)	I + Ad ² (m ⁴)
A	0,231	6,973x10 ⁻⁴	4,035	3,774	3,775
B	1,318	5,292	0,470	0,291	5,584
C	0,501	15,089x10 ⁻⁴	3,095	4,805	4,806
Σ	2,052	-	-	-	14,165

$$I = 14,165 \text{ m}^4$$

c) Módulo das seções:

$$S_A = I/c_A = \frac{14,165}{4,13} = 3,43 \text{ m}^3 \quad (\text{para a flange A});$$

$$S_C = I/c_C = \frac{14,165}{3,19} = 4,44 \text{ m}^3 \quad (\text{para a flange C}).$$

d) Excentricidades:

$$e_{k,A} = S_A/\Sigma A = \frac{3,43}{2,052} = 1,67 \text{ m}$$

$$e_{k,C} = S_C/\Sigma A = \frac{4,44}{2,052} = 2,16 \text{ m}$$

$$e = M/P = 5425/1780 = 3,05 \text{ m}$$

$$e > e_{k,A} \quad ; \quad e > e_{k,C}$$

Portanto, há tensões de tração na seção da parede.

e) Tensão de compressão atuante da flexão (Eq. 8.1.4):

$$f_{\text{alv},f} = \frac{M}{S_A} = \frac{5425}{3,43} = 1581,6 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{na flange A});$$

$$f_{\text{alv},f} = \frac{M}{S_C} = \frac{5425}{4,44} = 1221,8 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{na flange C}).$$

f) Tensão de compressão axial atuante (Eq. 7.1.1):

$$f_{\text{alv},c} = \frac{P}{A_{ef}} = \frac{1780}{2,052} = 867,4 \text{ kN/m}^2$$

g) Tensão de compressão axial admissível (Eq. 6.1.2):

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 0,225 \times 17200 \left[1 - \left(\frac{4,88}{40 \times 0,19} \right)^3 \right]$$

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 2845,5 \text{ kN/m}^2$$

h) Tensão de compressão admissível da flexão (Eq. 6.2.2):

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 17200 = 5676,0 \text{ kN/m}^2 \leq 6200 \text{ kN/m}^2$$

i) Verificação da equação para tensões combinadas na flange mais solicitada (Eq. 6.10.1):

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1,33, \quad \text{pois há atuação de ação temporária do vento.}$$

$$\frac{867,4}{2845,5} + \frac{1581,6}{5676,0} = 0,58 < 1,33$$

j) Combinação de tensões (Figura 8.18):

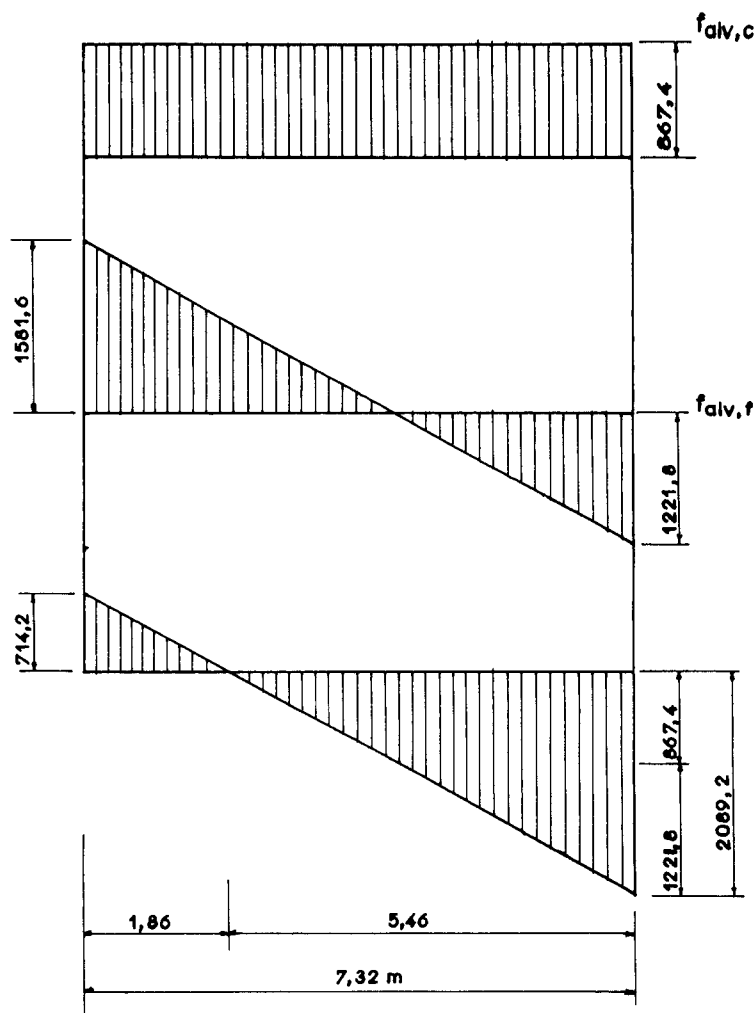


Fig. 8.18 - Tensões resultantes nas flanges.

1) Força de tração na flange A (Figura 8.19):

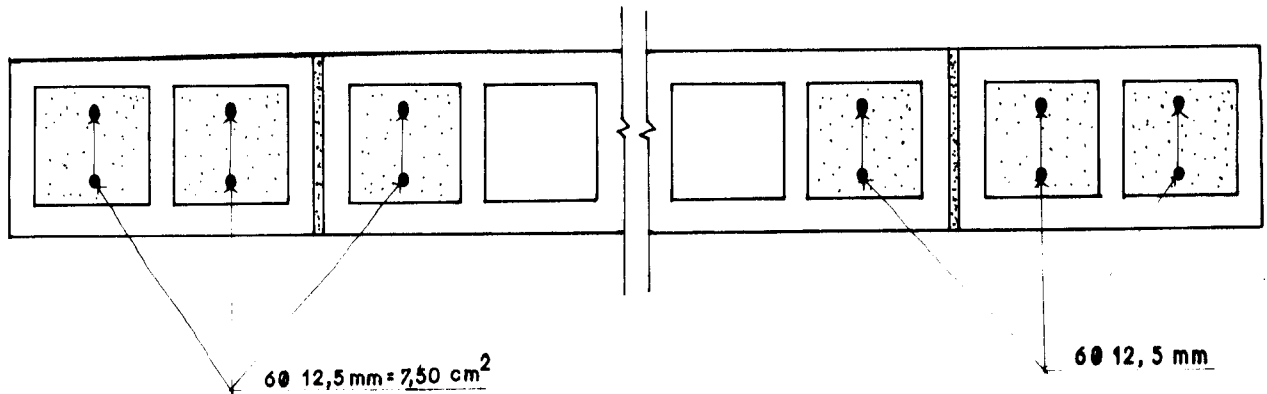


Fig. 8.15 - Detalhe da armadura na parede.

8.3 MÉTODO 3 - PAREDES COM FLANGES

Foram estudados métodos de análise para tensões combinadas em seções retangulares. Entretanto, no projeto, as paredes se interceptam, formando seções I, U, C, Z, T, etc.

A largura colaborante (flange), a ser considerada nas intersecções de paredes, foi definida no item 4.8.

8.3.1 ROTEIRO DE PROJETO

Será visto em seguida um roteiro de projeto para paredes com flanges, para tensões combinadas devidas à carga vertical e ao momento fletor.

1.º) São conhecidos ou assumidos:

M = momento fletor;

P = força vertical;

f_p = resistência do prisma (na área bruta ou líquida);

L = comprimento da parede;

t = espessura efetiva da parede;

I = momento de inércia da parede;

S = área da seção da flange;

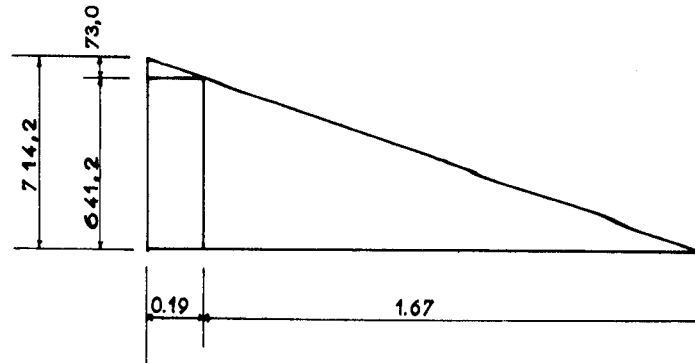


Fig. 8.19 - Tensões de tração na flange A.

$$T_A = 1/2 \times 641,2 \times 1,67 \times 0,19 + 641,2 \times 0,19 \times 1,22 + 1/2 \times 73,0 \times 0,19 \times 1,22$$

$$T_A = 258,8 \text{ kN}$$

m) Armadura tracionada na flange A (Eq. 8.3.2):

$$A_s = \frac{T}{1,33 \bar{F}_{s,t}} = \frac{258,8}{1,33 \times 16,5} = 11,79$$

$$A_s = 11,79 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 16 \text{ mm} = 12,00 \text{ cm}^2)$$

n) Consideração do momento com sentido oposto, isto é, com a flange C à tração (Figura 8.20).

o) Força de tração na flange C (Figura 8.21):

$$T_C = 1/2 \times 282,0 \times 0,74 \times 0,19 + 282,0 \times 0,19 \times 2,64 + 1/2 \times 72,4 \times 0,19 \times 2,64$$

$$T_C = 179,4 \text{ kN}$$

p) Armadura tracionada na flange C (Eq. 8.3.2):

$$A_s = \frac{T}{1,33 \bar{F}_{s,t}} = \frac{179,4}{1,33 \times 16,5} = 8,17$$

$$A_s = 8,17 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 16 \text{ mm} = 8,00 \text{ cm}^2)$$

Deve-se ainda verificar o esforço cortante na parede devido ao momento fletor.

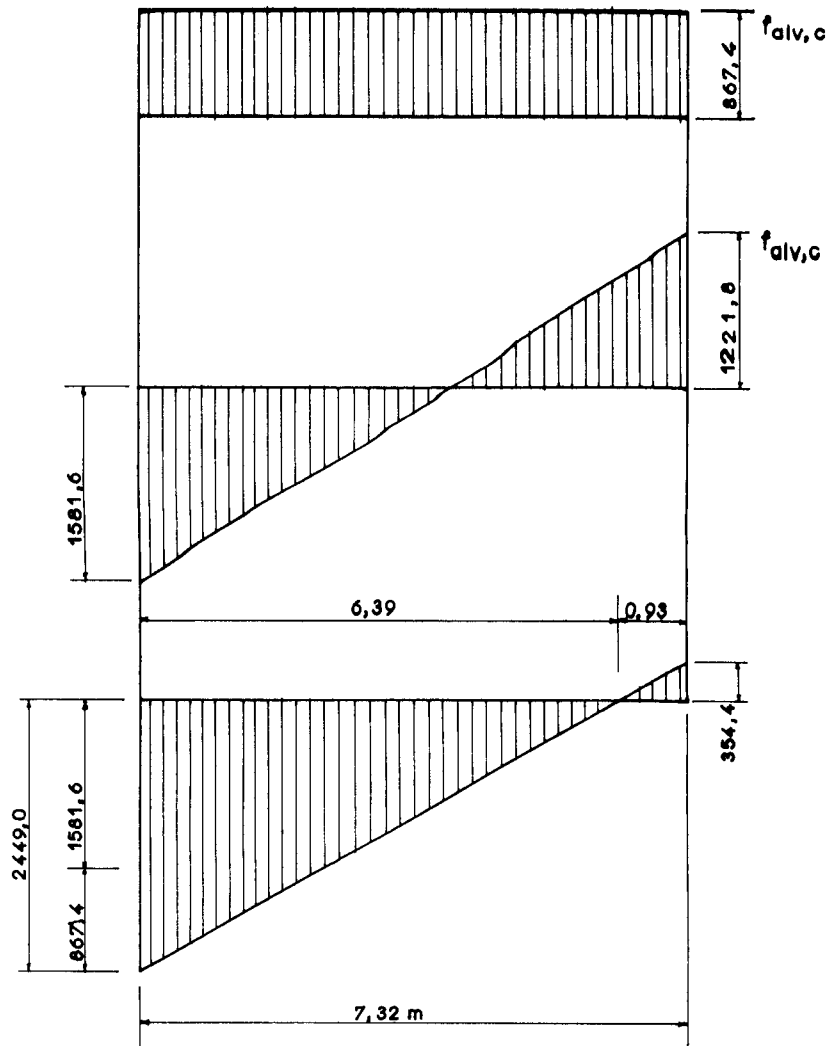


Fig. 8.20 - Tensões de tração na flange C.

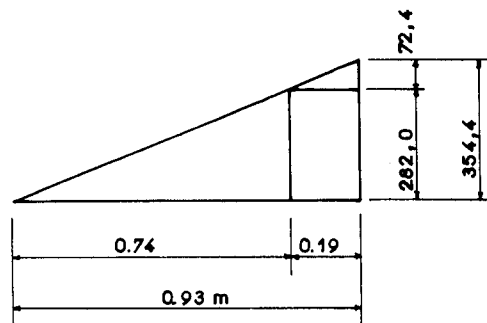


Fig. 8.21 - Tensões de tração.

8. 4 CONEXÃO DE PAREDES

Quando as paredes são dimensionadas considerando a contribuição das flanges, deve-se analisar a conexão da alma com as mesmas.

8.4.1 TENSÃO DE CISALHAMENTO

A análise é feita calculando-se a tensão de cisalhamento vertical, na intersecção da alma com a flange.

$$\tau_{\text{vert}} = \frac{V \cdot A_{fl} \cdot y}{I \cdot t} \quad (8.4.1)$$

onde:

V = esforço cortante total;

A_{fl} = área da flange;

y = distância do centro de gravidade da parede ao centro de gravidade da flange;

I = momento de inércia;

t = espessura da alma.

Se a tensão de cisalhamento vertical for menor ou igual à tensão admissível para parede sem armadura de cisalhamento, nenhuma armadura é necessária.

$$\tau_{\text{vert}} \leq \bar{\tau}_{\text{alv}}$$

Se a tensão de cisalhamento vertical for maior do que a tensão admissível para parede sem armadura ao cisalhamento, a armadura é necessária, e a tensão de cisalhamento atuante deve ser menor do que a tensão admissível para parede com armadura ao cisalhamento.

Se a tensão de cisalhamento atuante for maior do que a tensão de cisalhamento admissível para parede com armadura ao cisalhamento, é necessário aumentar a espessura da parede.

8.4.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

A armadura para cisalhamento pode ser colocada na argamassa de assentamento e é determinada pela expressão:

$$A_s = \frac{V \cdot s}{\bar{f}_{s,t} \cdot L} \quad (8.4.2)$$

Se há atuação de ação temporária tem-se:

$$A_s = \frac{V \cdot s}{1,33 \bar{f}_{s,t} \cdot L} \quad (8.4.3)$$

onde:

V = esforço cortante total;

s = espaçamento da armadura;

L = comprimento da parede;

$\bar{f}_{s,t}$ = tensão admissível da armadura à tração (Eq. 6.7.2).

EXEMPLO

Dimensionar a intersecção da parede com as flanges A e C do exemplo anterior para o esforço cortante (Figura 8.22).

São conhecidos:

$$f_p = 17,2 \text{ MPa} \quad (\text{na área bruta})$$

$$\text{aço CA 50 A} \quad , \quad I = 14,165 \text{ m}^4$$

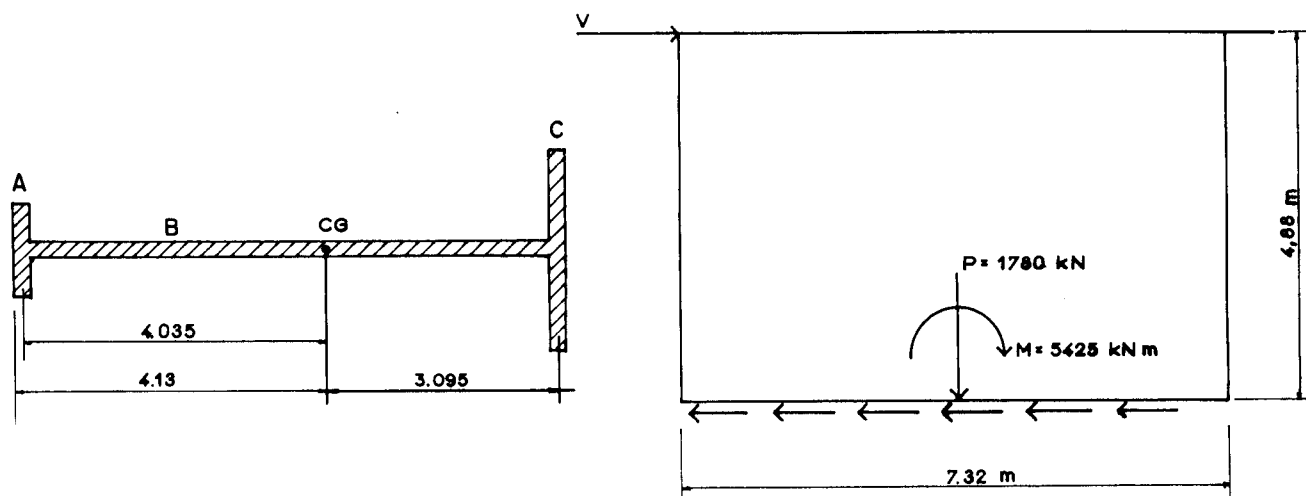


Fig. 8.22 - Conexão de paredes.

RESOLUÇÃO

O esforço cortante atuante sobre a parede é:

$$V = M/h = \frac{5425}{4,88} = 1111,7 \text{ kN}$$

A tensão de cisalhamento vertical é (Eq. 8.4.1):

$$\tau_{\text{vert}} = \frac{V \cdot A_{fl} \cdot y}{I \cdot t}$$

Para a flange A tem-se:

$$A_{fl} = 0,2318 \text{ m}^2$$

$$y = 4,035 \text{ m}$$

$$\tau_{\text{vert}} = \frac{1111,7 \times 0,2318 \times 4,035}{14,165 \times 0,19} = 386,5$$

$$\tau_{\text{vert}} = 386,5 \text{ kN/m}^2$$

Para a flange C tem-se:

$$A_{fl} = 0,5016 \text{ m}^2$$

$$y = 3,095 \text{ m}$$

$$\tau_{\text{vert}} = \frac{1111,7 \times 0,5016 \times 3,095}{14,165 \times 0,19} = 641,5$$

$$\tau_{\text{vert}} = 641,5 \text{ kN/m}^2$$

Sendo:

$$M/(V \cdot d) = \frac{5425}{1111,7 \times 7,32} = 0,67$$

a tensão de cisalhamento admissível para paredes assume os valores (Eq. 6.4.4):

- paredes sem armaduras ao cisalhamento:

$$M/(V \cdot d) = 0,67 < 1 \longrightarrow \bar{\tau}_{\text{alv}} = 0,17 \sqrt{f_p} = 0,17 \sqrt{17,2}$$

$$\bar{\tau}_{\text{alv}} = 0,705 \text{ MPa} \leq 0,35 \text{ MPa}$$

$$\text{logo } \bar{\tau}_{\text{alv}} = 0,35 \text{ MPa} = 350 \text{ kN/m}^2$$

Como o cisalhamento é devido ao momento proveniente da ação do vento, pode-se aumentar a tensão admissível em um terço (ver item 6.10).

$$\bar{\tau}_{alv} = 350 \times 1,33 = 465,5 \text{ kN/m}^2$$

Comparando as tensões atuantes com a admissível tem-se:

a) Flange A,

$$\tau_{vert} = 386,5 < \bar{\tau}_{alv} = 465,5 \longrightarrow \text{não é necessária armadura de cisalhamento.}$$

b) Flange C,

$$\tau_{vert} = 641,5 > \bar{\tau}_{alv} = 465,5 \longrightarrow \text{é necessária armadura de cisalhamento.}$$

Ainda para a flange C, deve-se comparar a tensão de cisalhamento atuante à tensão de cisalhamento admissível para paredes com armadura ao cisalhamento (Eq. 6.4.7).

$$M/(Vd) = 0,67 < 1 \longrightarrow \bar{\tau}_{alv} = 0,17 \sqrt{f_p} = 0,17 \sqrt{17,2}$$

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,705 \text{ MPa} \leq 0,8 \text{ MPa}$$

Considerando-se a ação temporária do vento:

$$\bar{\tau}_{alv} = 705,0 \times 1,33 = 937,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Portanto } \bar{\tau}_{alv} = 0,8 \text{ MPa} = 800,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{vert} = 641,5 < \bar{\tau}_{alv} = 800,0$$

A tensão admissível para a armadura tracionada colocada na argamassa de assentamento, considerando o aço CA 50 A é (Eq. 6.7.2):

$$F_{s,t} \leq \begin{cases} 0,5 \times 500 = 250 \text{ MPa} \\ 206 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$F_{s,t} = 206 \text{ MPa}$$

A armadura ao cisalhamento na flange C é (Eq. 8.4.3):

$$V_{\text{vert}} = \tau_{\text{vert}} (t.h)$$

$$V_{\text{vert}} = 641,5 \times 0,19 \times 4,88$$

$$V_{\text{vert}} = 594,8 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{V_{\text{vert}} \cdot s}{1,33 \bar{f}_{s,t} \cdot L} = \frac{594,8 \times 20}{1,33 \times 20,6 \times 732} = 0,59$$

$A_s = 0,59 \text{ cm}^2$ cada 20 cm , espaçados verticalmente (Figura 8.23).

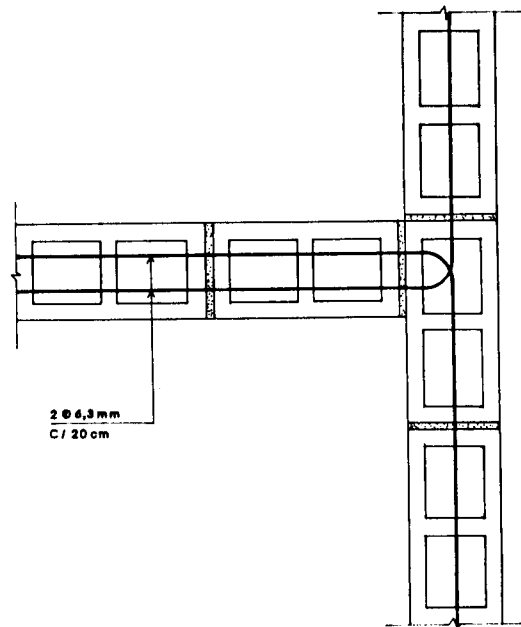


Fig. 8.23 - Detalhe da armadura na parede.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES

Após concluída a dissertação, espera-se que esta possa auxiliar no projeto de construções em alvenaria estrutural.

O trabalho segue de modo geral a dissertação de OLIVEIRA [11], mas procurou-se dar um maior aprofundamento nos assuntos tratados, principalmente no capítulo referente à flexão composta normal.

Não é necessário analisar as vantagens do método dos estados limites sobre o método das tensões admissíveis. Mas, ainda assim, a dissertação foi escrita com base no método das tensões admissíveis, porque a NBR 1228 [15] o adota. Fica como sugestão o estudo da alvenaria estrutural no estado limite último.

No item referente às argamassas de assentamento, houve muita dificuldade, dado ao pouco material disponível no Brasil. Percebeu-se a necessidade de pesquisar as argamassas brasileiras, para a sua correta especificação.

Na falta de um parâmetro mais confiável, no item 3.2, foi apresentado o parâmetro de instabilidade α , para avaliar a estabilidade global dos edifícios de alvenaria. É necessário avaliar a validade deste parâmetro para os edifícios de alvenaria.

A análise do edifício sob a ação do vento, pode ser feita de modo muito bom através do pórtico equivalente, como visto no item 5.2.1. Neste sentido, é oportuno detalhar melhor o método para diversas situações que ocorrem no projeto.

No decorrer do trabalho, muitas dificuldades foram encontradas na análise da NBR 1228 [15]. Sugere-se a revisão completa desta norma, para torná-la mais consistente, objetiva e completa e também com uma notação mais simples. Na relação das tensões admissíveis, deve-se dar atenção especial, pois na forma atual, gera margens a dúvidas. Pode-se inclusive, permitir o projeto no método dos estados limites.

No capítulo 4, buscou-se reunir o maior número possível de informações em relação às paredes, já que esta é o elemento mais importante da alvenaria estrutural.

Para não estender demais a dissertação, não foram feitos exemplos de projetos de edifícios. Como sugestão para novos trabalhos, pode-se aplicar a teoria exposta em exemplos de projetos de edifícios, galpões, etc.

A TABELA 7.1 foi apresentada somente para alguns valores de n . Como pôde-se perceber, ela é um pouco trabalhosa para uso diário no dimensionamento. Deve-se buscar tabelas mais simples para facilitar o cálculo usual. Com a aplicação das fórmulas expostas no item 7.3.10, novas tabelas para outros valores de n podem ser feitas.

A alvenaria é muito sensível às particularidades dos materiais que a compõem e também da mão-de-obra. Assim, tão importante quanto para outras tecnologias contrutivas, é o correto entendimento do comportamento da alvenaria através de ensaios em laboratório. A simples aplicação da experiência estrangeira, não é suficiente para a correta utilização da alvenaria. É necessário estudar em laboratório a alvenaria construída no Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. Manual técnico de alvenaria. São Paulo, ABCI, 1990, 274p.
- [2] SABBATINI, F.H. Considerações sobre a alvenaria estrutural. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT, s.d. 13p.
- [3] SCHNEIDER, R.R.; DICKEY, W.L. Reinforced masonry design. Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1980. 610p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: NBR 6136. Rio de Janeiro, ABNT, 1980. 7p.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS Blocos vazados de concreto simples para alvenaria sem função estrutural: NBR 7173. Rio de Janeiro, ABNT, 1982. 6p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto: NBR 8798. Rio de Janeiro, ABNT, 1985, 29p.
- [7] DAVISON, J.I. Masonry mortar. Ottawa, National Research Council of Canada, 1974, (Canadian Building Digest - 163)
- [8] SABBATINI, F.H. Argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT, s.d. 40p.
- [9] CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; BRAY, W. A. Structural masonry designers' manual London, Granada, Publishing Limited, 1982, 498p.

- [10] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Test method for compressive strength of hidraulic cement mortars (using 2 in or 50 mm cube specimens): C 109-80. Philadelphia, ASTM, 1980.
- [11] OLIVEIRA, V.J. Recomendações para projetos de edifícios em alvenaria estrutural. São Carlos, USP, 1992. 265p.
- [12] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry - Part 1: Unreinforced masonry. London, 1978. (BS 5628 - Part 1).
- [13] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS Standard specification for mortar for unit masonry. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. v.16, p.167-71 (ASTM C 270).
- [14] AMRHEIN, J. E. Reinforced masonry engineering handbook: clay and concrete masonry. 3. ed., Los Angeles, Masonry Institute of America, 1978. 445p.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto: NBR 1228. Rio de Janeiro, ABNT, 1985, 22p.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Specifications for grout for masonry (C 476-83). Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1983.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DENORMASTÉCNICAS. Barras e fios de aço destinados à armadura para concreto armado: NBR 7480. Rio de Janeiro, ABNT, 1985. 15p.
- [18] HILSDORF, H.K. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. In Designing Engineering and Construting with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969, p. 34-41.
- [19] SABBATINI, F.H. A capacidade resistente da alvenaria. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT, s.d. 43p.

- [20] SAHLIN, S. Structural masonry. Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1971.
- [21] SUTHERLAND, R.J.M. Brick and block masonry in engineering. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, v.70, p.31-63, 1981. Discussion v.70, p.811-828, 1981.
- [22] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS MASONRY. Uniform Building Code. Chapter 24 - Masonry, 1991.
- [23] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Specifications for masonry structures: ACI 530.1-88/ASCE 6-88. Detroit, 1988.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão: NBR 8215. Rio de Janeiro, ABNT, 1983. 4p.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ensaio à compressão simples de paredes de alvenaria estrutural: NBR 8949. Rio de Janeiro, ABNT, 1987. 7p.
- [26] SOANE, A.J.M. Interaction of brickwork walls and concrete floors under lateral load. In: Designing engineering and constructing with masonry products. Houston, Gulf, 1969. p.278-34.
- [27] HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. An introduction to load bearing brickwork design. Edinburgh, Ellis Horwood, 1981. 184p.
- [28] SCHUELLER, W. High-rise building structures. New York, John Wiley & Sons, 1977. 274p.
- [29] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Mauerwerk. Berechnung und Ausführung: DIN 1053. Berlin, 1974.
- [30] HENDRY, A.W., Structural brickwork, London, Macmillan Press, 1983. 210p.

- [31] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Specification for concrete masonry construction: ACI 531-79, Revised 1983. Detroit, 1983.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980. 6p.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 1978. 76p.
- [34] SABBATINI, F.H. Dimensionamento de edifícios de alvenaria estrutural não armada. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT, s.d. 39p.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.