Fernando Henrique Sabbatini

O PROCESSO CONSTRUTIVO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SÍLICO-CALCÁRIA

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia

PCC
FD-534

SÃO PAULO
1984

FERNANDO HENRIQUE SABBATINI

ENG. CIVIL, ESCOLA POLITÉCNICA DA USP, 1978

O PROCESSO CONSTRUTIVO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SÍLICO-CALCÁRIA.

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

534
PCC
e.3

Orientador: Prof. Dr. Savério Andrea Felice Orlandi
Professor Titular do Departamento de Engenharia de Construção Civil da EPUSP.

São Paulo, 1984

À Neuza, Rodrigo, Luciano
e Joanna Tereza

AGRADECIMENTOS

Apresento meus agradecimentos:

Ao Prof. Dr. Savério Andrea Felice Orlandi pela orientação e incentivo na realização deste trabalho;

Aos Profs. Dr. Francisco Romeu Landi, Dr. Vahan Agopyan e Oscar Costa que ao longo destes cinco anos estimularam-me, orientaram-me e, de diferentes maneiras, contribuíram para a realização deste trabalho;

Ao amigo Eng. Eduardo Yoshimoto pela constante colaboração e permanente incentivo;

Ao Eng. Luís Carlos Franco pela contribuição na realização do programa experimental;

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP - que, através de uma bolsa de estudos, propiciou-me as condições necessárias para o início desta pesquisa;

À Prensil S.A. que franqueou-me suas instalações e forneceu-me os meios para a consecução desta pesquisa;

Ao Prof. Dr. Luciano Endrizzi e Eng. Renato Albuquerque pelo apoio recebido desde o início de minha carreira acadêmica;

À minha esposa Neuza pela paciência e dedicação na execução da datilografia;

À minha esposa Neuza e aos meus filhos Rodrigo, Luciano e Joanna pela compreensão e estímulo, apesar das incontáveis horas de convívio sacrificadas para que este trabalho fosse possível.

RESUMO

O emprego de processos construtivos inovadores sem o domínio da tecnologia apropriada e sem a observância de requisitos mínimos de desempenho, conduz de maneira geral, a edifícios com sérios problemas patológicos. Por estas razões, a Alvenaria Estrutural, que tem sido empregada com prioridade na construção de edifícios habitacionais, nos últimos anos no Brasil, tem apresentado aqueles problemas com indesejável extensão e gravidade.

Este trabalho procura estabelecer a tecnologia mais adequada para a construção de edifícios em Alvenaria Estrutural Não Armada, em especial, para a que utiliza o bloco sílico-calcário. Procura-se também salientar os aspectos ainda não suficientemente conhecidos e que necessitam, por isto, ser pesquisados.

São apresentadas as principais características dos materiais empregados. O elemento construtivo essencial do processo - a parede resistente - é sistemicamente analisado sob diferentes abordagens. Como complemento, a análise é extendida para o edifício.

No estudo, é enfatizado o mais comum e menos compreendido problema patológico da alvenaria sílico-calcária: as fissuras por retração na secagem. A tecnologia construtiva apropriada é estritamente condicionada pela necessidade de que seja evitada a ocorrência destas fissuras.

Em resumo, este trabalho objetiva colaborar para o projeto e a construção de edifícios competentes e duráveis, o que, infelizmente, não tem sido a regra, quando processos inovadores são empregados.

ABSTRACT

Pathological buildings problems certainly occur when innovative constructive processes are employed without knowing their own technology and without getting to minimum performance requirements.
Based on these reasons, the engineered masonry which has been mainly employed on housing constructions in Brazil during the last years, shows up severe pathological problems.

This study aims to describe the most appropriate known technology for unreinforced engineered brickworks, mainly for that one employing calcium silicate bricks. Therefore, the important parameters which are not yet suitably known are pointed out, thus requiring further research.

The materials main characteristics are introduced. The bearing wall which is the most important constructing element is sytemically analised under different approaches. Comming at the end the concepts are extended to the whole building itself.

Emphasis is given in this study to drying shrinkage cracking as the most usual problem in calcium silicate brickworks and to its mechanisms not yet fully understood. The correct building technology avoids the cracking problems by using the mentioned materials and processes.

Summarising, this study intends to cooperate for the correct and durable housing buildings which unfortunately are not usual nowadays when innovative constructive processes are applied.

4.7.1 Normalização 115
4.7.2 Especificações Inglesas 116
4.7.3 Especificações Alemãs 118
4.7.4 Especificações Americanas 118
4.8 A Escolha de Argamassas 119

5. A PAREDE RESISTENTE 122
5.1 Considerações Iniciais 122
5.2 A Interação Bloco-Argamassa - A Aderência 123
5.2.1 O Mecanismo de Aderência 124
5.2.2 Fatores que Influem na Aderência 125
5.2.2.1 Características dos Blocos 126
5.2.2.2 Características das Argamassas 128
5.2.2.3 Mão de Obra e Condições de Cura 130
5.2.3 Avaliação da Aderência 131
5.2.3.1 Resistência de Aderência à Tração 132
5.2.3.2 Resistência de Aderência ao Cisalhamento 136
5.3 Características Mecânicas da Alvenaria 138
5.3.1 Resistência à Compressão 139
5.3.1.1 Mecanismo de Ruptura 141
5.3.1.2 Fatores que Afetam a Resistência à Compressão 146
5.3.1.3 Determinação da Resistência à Compressão 151
5.3.1.4 Valores Normalizados de Resistência à Compressão 153
5.3.1.5 Parâmetros para o Dimensionamento de PRSCs no Brasil 155
5.3.2 Resistência ao Cisalhamento 157
5.3.2.1 Conceituação 157
5.3.2.2 Mecanismo de Ruptura 158
5.3.2.3 Capacidade Resistente 160
5.3.3 Resistência à Flexão 163
5.3.3.1 Conceituação 163
5.3.3.2 Capacidade Resistente 164
5.4 Características de Deformabilidade da Alvenaria 166

ÍNDICE

P.

Agradecimentos iii
Resumo iv
Abstract v
Índice vi
Relação das Figuras xii
Relação das Tabelas xv
Definições, Abreviaturas e Símbolos xviii

1. INTRODUÇÃO 1

2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL 6
2.1 Conceituação 6
2.2 Histórico 8
2.3 Vantagens e Desvantagens no Emprego da Alvenaria Estrutural 12
2.4 A Alvenaria Estrutural Sílico-Calcária (ASC) 14

3. OS BLOCOS SÍLICO-CALCÁRIOS (BSC) 17
3.1 Considerações Iniciais 17
3.1.1 Definição 17
3.1.2 Histórico 19
3.2 Fabricação 21
3.3 Constituição 24
3.3.1 Composição 24
3.3.2 Fatores que Afetam a Qualidades dos BSC 28
3.3.2.1 Natureza da Areia 28
3.3.2.2 Qualidade da Cal 30
3.3.2.3 Quantidade de Cal 31
3.3.2.4 Condições de Prensagem 34
3.3.2.5 Condições de Autoclavagem 35
3.3.3 A Relação entre a Natureza do Composto Cimentante e as Propriedades do BSC 36
3.3.3.1 A Influência do Composto Cimentante 36

3.3.3.2 A Relação entre a Resistência à Compressão e o Composto Cimentante 37
3.3.3.3 A Relação entre a Retração na Secagem e o Composto Cimentante 38
3.4 Requisitos Funcionais 39
3.5 Propriedades 41
3.5.1 Resistência à Compressão 41
3.5.2 Retração na Secagem 44
3.5.2.1 Conceituação 44
3.5.2.2 O Mecanismo da Mudança de Volume com a Variação no Conteúdo de Umidade do BSC 46
3.5.2.3 A Amplitude da Retração na Secagem do BSC 48
3.5.3 Deformação Térmica 49
3.5.4 Densidade, Porosidade e Absorção 49
3.5.5 Formato, Dimensões, Textura e Cor 52
3.5.6 Durabilidade 54
3.5.7 Outras Características 56
3.6 Especificações 58
3.6.1 A Normalização do BSC 58
3.6.2 Formato e Dimensões 59
3.6.3 Resistência à Compressão 61
3.6.4 Densidade Aparente 64
3.6.5 Retração na Secagem 64
3.6.6 Módulo de Ruptura 65
3.7 Ensaios de Avaliação 65
3.7.1 Classificação 65
3.7.2 Resistência à Compressão 66
3.7.3 Retração na Secagem 68
3.7.4 Sucção Inicial 70
3.7.5 Dimensões 71
3.8 Características dos BSC produzidos no Brasil 71
3.8.1 Formato, Dimensões e Densidade Aparente 72
3.8.2 Resistência à Compressão e Módulo de Deformação 74
3.8.3 Porosidades, Absorções e Sucção Inicial 76
3.8.4 Retração na Secagem 80
3.8.5 Outras Características 81

4. AS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO 82
4.1 Considerações Iniciais 82
4.2 As Funções Primárias e as Propriedades das Argamassas 82
4.2.1 Conceituação 83
4.2.2 Trabalhabilidade 84
4.2.3 Retenção de Água 86
4.2.4 Capacidade de Aderência 88
4.2.5 Resistência à Compressão 89
4.2.6 Resiliência 90
4.2.7 Durabilidade 91
4.2.8 Retração na Secagem 91
4.3 Tipos de Argamassas 94
4.3.1 Argamassas de Cal 94
4.3.2 Argamassas de Cimento 94
4.3.3 Argamassas Mistas de Cal e Cimento 95
4.3.4 Argamassas com Aditivos 95
4.3.5 Argamassas de Cimento de Alvenaria 96
4.4 A Variação nas Propriedades das Argamassas Mistas de Cal e Cimento 97
4.4.1 Com a Variação das Proporções dos Constituintes 97
4.4.2 Com a Modificação das Características dos Constituintes 100
4.4.2.1 Areia 100
4.4.2.2 Cal 104
4.4.2.3 Cimento 105
4.4.3 Com a Variação na Produção e no Manuseio 106
4.4.4 Com as Condições de Cura 108
4.5 Avaliação das Características das Argamassas de Assentamento 108
4.5.1 Classificação 108
4.5.2 Ensaios de Caracterização de Composições-Tipo 110
4.5.3 Ensaios de Controle de Qualidade da Produção 111
4.6 Fabricação de Argamassas 113
4.7 Composições Recomendadas - Especificações Internacionais 115

5.4.1 Deformação Instantânea-Módulos de Elasticidade 168
5.4.2 Deformação Lenta - Fluência 171
5.4.3 Deformação por Variação no Conteúdo de Umidade 175
5.4.4 Deformação por Variação na Temperatura 178
5.4.5 Deformação por Efeito de Reações Químicas Intrínsecas 179
5.5 Características Relacionadas com a Função Vedação 181
5.5.1 Isolamento Térmico 182
5.5.2 Isolamento Acústico 184
5.5.3 Resistência ao Fogo 186
5.5.4 Permeabilidade à Água de Chuva 187
5.6 Dimensionamento da Parede Resistente 190
5.6.1 Aspectos Teóricos 191
5.6.2 A Excentricidade do Carregamento 194
5.6.3 A Esbeltez e a Rigidez das Paredes 196
5.6.4 Tensões Admissíveis e Estados Limites 201
5.6.5 A Resistência de Cálculo da Parede de Alvenaria à Ação de Cargas Verticais 204
5.6.6 A Resistência de Cálculo da Parede de Alvenaria à Ação de Cargas Horizontais 207
5.7 Avaliação da Capacidade Resistente da Alvenaria 211
5.7.1 Ensaios de Determinação da Resistência à Compressão 212
5.7.2 Ensaios de Determinação da Resistência à Flexão e ao Cisalhamento 215
5.7.3 Ensaios de Controle de Qualidade de Produção 217
5.8 Problemas Patológicos da Parede Resistente 221
5.8.1 Conceituação 221
5.8.2 Fissuras 222
5.8.3 Fissuras com Origem na Retração na Secagem 223
5.8.3.1 A Sistemática de Fissuração 225
5.8.3.2 Recomendações para evitar-se a Ocorrência de Fissuras 229
5.9 Fabricação da Parede Resistente 233
5.9.1 Preparação dos Materiais 233
5.9.2 Tecnologia de Assentamento 234
5.9.3 Detalhes Construtivos 236
5.9.4 Controle de Qualidade 240

6. O EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA 242

6.1 Considerações Iniciais 242

6.2 A Concepção Estrutural 243

6.2.1 Sistemas Estruturais 244

6.2.2 Estabilidade 246

6.2.2.1 Estabilidade Vertical 246

6.2.2.2 Estabilidade Lateral 246

6.2.3 A Análise Estrutural 247

6.2.3.1 Distribuição das Cargas Verticais 248

6.2.3.2 Distribuição das Cargas Horizontais 250

6.2.3.3 Lajes Enrijecedoras 253

6.2.3.4 Cargas de Projeto 254

6.3 A Construção do Edifício 256

6.3.1 Acoplamento de Elementos Laminares 257

6.3.2 Juntas de Movimentação 260

6.4 Problemas Patológicos 263

6.4.1 Fissuras devidas a Movimentos das Fundações 264

6.4.2 Fissuras devidas a Movimentos de Origem Térmica 266

6.4.3 Fissuras com Origem em Deformações Estruturais 266

6.4.4 Penetração de Umidade pelas Paredes Exteriores 268

6.4.4.1 Mecanismo da Penetração de Água de Chuva 268

6.4.4.2 As Condições de Exposição 269

6.4.4.3 Efeitos Deletérios da Penetração de Umidade 271

7. CONCLUSÕES 272

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 276

RELAÇÃO DAS FIGURAS

FIGURA Nº		P.
1	Análise Sistêmica da ASC	5
2	Fabricação do BSC	22
3	Compostos do Sistema $CaO-S_iO_2-H_2O$ (C-S-H)	27
4	Composição Granulométrica de Areias para Fabricação de BSC	32
5	Resistência à Compressão dos BSC em Função da Granulometria da Areia	32
6	Relação entre a Retração na Secagem do BSC e o Teor de Finos da Areia Empregada	33
7	Influência do Conteúdo de CaO e da Pressão de Moldagem na Resistência à Compressão do BSC	33
8	Efeito das Condições de Autoclavagem na Resistência à Compressão do BSC	36
9	Amplitude de Resistência à Compressão de Materiais Utilizados na Alvenaria Estrutural	43
10	Amplitude de Variação da Retração na Secagem para Diversos Materiais	45
11	Esquema Representativo do Fenômeno das Retrações Inicial e Reversível	46
12	Modulação do BSC	62
13	Formatos e Dimensões dos BSC Fabricados no Brasil	72
14	Diagrama Tensão-Deformação e Módulo de Deformação	76
15	Variação da Absorção por Imersão do BSC com o Tempo	79
16	Consistência de Argamassas	86
17	Perda de Água de Argamassas em Função da Sucção dos Blocos	87
18	Variação nas Propriedades das Argamassas em Função da Composição	98
19	Variação nas Propriedades das Argamassas com a Mudança das Composições	99
20	Resistências à Compressão de Argamassas Normalizadas por Composição-Tipo	116

21	Variação da Aderência Bloco-Argamassa com o Teor de Cimento na Argamassa	129
22	Ensaios de Avaliação da Resistência de Aderência	135
23	Cargas Atuantes em uma Parede	141
24	Tensões no Tijolo e na Junta com a Aplicação de Carga de Compressão Axial	141
25	Teorias do Mecanismo de Ruptura da Alvenaria	144
26	Solução Gráfica para a Resistência à Compressão de Prismas de Alvenaria	145
27	Fatores que Afetam a Resistência à Compressão da Alvenaria	150
28	Representação Gráfica de Fórmulas para o Cálculo da Resistência à Compressão	153
29	Critério de Ruptura da Alvenaria por Cisalhamento e com Pré-Compressão	160
30	Resistência ao Cisalhamento de Paredes de Alvenaria	162
31	Resistência à Flexão de Paredes de Alvenaria	167
32	Módulos de Elasticidade de Argamassas e de Paredes de Alvenaria	170
33	Deformação Lenta e Deformação Total de PRSCs à Compressão	174
34	Distribuição dos Teores de Umidade de Equilíbrio em PRSCs Exteriores	177
35	Comportamento de Material não Resistente à Tração na Flexão	193
36	Coeficientes de Redução das Tensões em Função da Esbeltez e da Excentricidade	193
37	Excentricidades Terminais e Modo de Flexão de Paredes	196
38	Coeficientes de Excentricidades BIA-BCR	197
39	Determinação da Excentricidade das Cargas de Lajes	198
40	Espaçamento de Paredes Enrijecedoras	199
41	Coeficientes de Esbeltez BIA-BCR	201
42	Comparação entre os Coeficientes de Redução segundo Diversos Códigos	202

43	Fatores de Segurança Globais para uma Distribuição Normal	204
44	Ensaios de Avaliação da Capacidade Resistente da Alvenaria	218
45	Distribuição de Tensões de Tração na Superfície de um Bloco sob Carga	226
46	Aspectos das Fissuras com Origem na Retração na Secagem da PRSC	227
47	Formas mais Comuns de Manifestação de Fissuras de Retração na Secagem	229
48	Assentamento do BSC	236
49	Detalhes Construtivos da PRSC	239
50	Sistemas Estruturais Laminares	245
51	Ação de Cargas Horizontais em Estruturas Laminares	249
52	Estabilidade de Estruturas Laminares	249
53	Instabilidades Laterais	249
54	Distribuição de Cargas Verticais em Paredes Resistentes	250
55	Métodos Teóricos para a Estimação de Momentos Fletores e Deflexões	251
56	Resultados dos Métodos Teóricos para Estimação de Momentos Fletores	252
57	Formatos Típicos de Paredes Resistentes ao Cisalhamento	252
58	Acoplamento de Elementos Laminares	259
59	Deflexão Máxima admitida para o Edifício de ASC	261
60	Juntas de Trabalho em Lajes de Cobertura	263
61	Fissuras Devidas a Movimentos de Origem Térmica	267

RELAÇÃO DAS TABELAS

TABELA Nº		P.
1	Critérios de Adequabilidade de Areias para a Manufatura de BSC	29
2	Efeito da Adição de Caolim na Retração do BSC	39
3	Propriedades dos Tijolos empregados na Alvenaria Estrutural	57
4	Dimensões Padronizadas do BSC na Inglaterra e Estados Unidos	60
5	Dimensões Padronizadas do BSC na Alemanha	61
6	Classes de Resistência à Compressão - BS-187	63
7	Classes de Resistência à Compressão - DIN-106	63
8	Classes de Densidade Aparente - DIN-106	64
9	Condições de Ensaio para Determinação da Resistência à Compressão	67
10	Formato, Dimensões e Densidade Aparente dos BSC Fabricados no Brasil	73
11	Resistência à Compressão dos BSC Fabricados no Brasil	75
12	Absorção α_{24} e Índices de Sucção dos BSC Fabricados no Brasil	78
13	Características Diversas dos BSC fabricados no Brasil	78
14	Variação nas Propriedades de uma Argamassa com a Alteração da Composição	98
15	Características granulométricas das areias para argamassa de assentamento	102
16	Sequências de Mistura de Argamassas Mistas	114
17	Argamassas Recomendadas na Inglaterra	117
18	Argamassas Recomendadas na Alemanha Ocidental	118
19	Argamassas Recomendadas nos Estados Unidos	119
20	Resistência à Compressão da Alvenaria BIA-BCR	155
21	Resistência característica à Compressão da Al	

	venaria: BS-5628	156
22	Módulo de Elasticidade das PRSCs	171
23	Características Térmicas das PRSCs	184
24	Índice de Redução Acústica de Paredes de Alvenaria CP-3	185
25	Medida da Isolação Acústica contra Sons Aéreos da PRSCs DIN-4108	186
26	Resistência ao Fogo de PRSCs	187
27	Espessuras Mínimas de Paredes Exteriores para Exclusão da Chuva	189
28	Capacidade das Paredes de Alvenaria de Impedir a Penetração da Água de Chuva	189
29	Espessuras Mínimas de Paredes Resistentes DIN-1053	200
30	Fator de Redução da Capacidade Resistente BS-5628	206
31	Coeficientes Parciais de Segurança BS-5628	207
32	Resistências de Cálculo da PRSC à Ação de Cargas Verticais	208
33	Resistências de Cálculo da PRSC a Flexão BS-5628	211
34	Características de Ensaios de Compressão de Paredes de Alvenaria BS-5628 e ASTM E-72	213
35	Fator de Redução da Resistência da Argamassa BS-5628	215
36	Características dos Ensaios Americanos de Resistência à Compressão de Prismas	219
37	Fatores de Correção para a Resistência à Compressão de Prismas	220
38	Tolerâncias de Execução de Paredes de Alvenaria Estrutural	235
39	Consumo de Blocos e de Argamassa em PRSC	237
40	Produtividade da Mão de Obra na Construção de PRSC	237
41	Cargas de Projeto para Várias Combinações de Carregamento	256

42 Fissuras Devidas a Movimentos das Fundações 265
43 Condições de Exposição de Paredes à Chuva (Com Vento) 270

DEFINIÇÕES, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Foram adotados no trabalho as seguintes definições, abreviaturas e símbolos:

DEFINIÇÕES (NOMENCLATURA)

ALVENARIA Componente complexo, utilizado na construção, e conformado em obra, constituído por tijolos ou blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso.

ALVENARIA ARMADA Alvenaria reforçada por armadura passiva de barras de aço.

ALVENARIA ESTRUTURAL Estrutura de alvenaria dimensionada por cálculo racional. No caso particular de edificações, é constituída por paredes resistentes de alvenaria. Por extensão, é também o próprio processo construtivo.

ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA Estrutura de alvenaria armada, dimensionada por cálculo racional.

ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA O mesmo que alvenaria estrutural.

ALVENARIA ESTRUTURAL SÍLICO-CÁLCARIA Alvenaria estrutural não armada, constituída por blocos silíco-calcários.

ALVENARIA TRADICIONAL Estrutura de alvenaria dimensionada empiricamente.

ARGAMASSA Material composto, plástico, constituído de agregado miúdo inerte e de uma pasta aglomerante. Tem a propriedade de aderir a materiais porosos e de endurecer após certo tempo.

JUNTA DE ARGAMASSA Componente de formato laminar intercalado entre tijolos ou blocos que fornece ao conjunto rigidez e coesão. É constituído de argamassa endurecida.

BLOCO Unidade de alvenaria que excede em comprimento, largura ou altura as máximas dimensões que definem o tijolo.

BLOCO SÍLICO-CALCÁRIO Unidade de alvenaria composta por uma mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cal e areia quartzosa, moldada por prensagem e curada por vapor de alta pressão.

PAREDE DE ALVENARIA Elemento de alvenaria vertical, de formato laminar, utilizado como vedo externo ou divisória interna em edifícios.

PAREDE RESISTENTE Parede dimensionada para suportar cargas verticais além do seu próprio peso.
A parede que suporta apenas o seu próprio peso é chamada de *parede de vedação*.
Neste trabalho, por simplificação, o termo *parede resistente* será empregado para designar a *parede resistente de alvenaria não armada*.
Dimensões da parede resistente: altura - distância livre entre seus apoios laterais horizontais (inferior e superior); comprimento - distância livre entre seus apoios laterais verticais; espessura - menor dimensão da parede.

TIJOLO Unidade de alvenaria de dimensões máximas 250 x 120 x 55 mm (comprimento x largura x altura).

UNIDADE DE ALVENARIA Componente industrializado de dimensões e peso que o fazem manuseável, de formato paralelepipedal e adequado para compor uma alvenaria.

ABREVIATURAS

ASC Alvenaria Estrutural Sílico-Calcária.

BSC Bloco ou tijolo sílico-calcário.

PRSC Parede resistente de alvenaria constituída de BSC.

SÍMBOLOS (NOTAÇÃO)

A Área.

b Largura da unidade de alvenaria.

C Compacidade.

CV Coeficiente de Variação.

Ce Coeficiente de Excentricidade.

Cs Coeficiente de Esbeltez.

D Densidade.

d Altura do prisma de alvenaria.

E Módulo de deformação (ou de elasticidade) na compressão.

e Excentricidade.

F Carga atuante (genérica).

f Resistência à compressão.

f_{it} Resistência de Aderência da interface do bloco-argamassa à tração.

f_{iv} Resistência de aderência da interface bloco-argamassa ao cisalhamento.

f_v Resistência ao cisalhamento da alvenaria.

f_x Resistência à flexão da alvenaria.

G Módulo de deformação no cisalhamento.

g Carga vertical atuante na parede de alvenaria por unidade de área.

G_k Carga permanente característica.

H Altura da parede de alvenaria.

h Altura da unidade de alvenaria.

H_r Umidade relativa do ar.

I Coeficiente de vazios.

j Espessura da junta de argamassa.

k Coeficiente de condutibilidade térmica.

L Comprimento da parede de alvenaria (e um compr.genérico).

l Comprimento da unidade de alvenaria.

M Momento fletor.

n Número de pavimentos.

P Porosidade.

Q Carga variável.

R Retração na secagem.

R_a Índice de redução acústica.

Rt	Resistência térmica.
S	Coeficiente de saturação.
s	Desvio padrão.
t	Espessura da parede de alvenaria.
U	Coeficiente global de transmissão térmica.
u	Dimensão (genérica).
V	Volume.
v_m	Resistência ao cisalhamento de paredes de alvenaria (tensão admissível ao cisalhamento em uma seção horizontal).
V	Carga de vento.
$\bar{X}, \bar{x}$	Valor médio de uma grandeza qualquer.
α, β, ϕ, ψ, δ	Coeficientes diversos.
σ	Tensão
σ_{adm}	Tensão admissível.
σ_c	Tensão de compressão.
σ_t	Tensão de tração.
γ	Coeficiente de segurança.
γ_f	Coeficiente de ponderação para ações.
Δ	Diferencial entre duas medidas.
ε	Deformação específica total.
ε_{el}	Deformação específica elástica.
ε_c	Deformação específica lenta.
ε_{sr}	Deformação específica por retração na secagem.
ν	Coeficiente de Poisson.

Quando não indicados na relação acima, os símbolos com índices referem-se à:

a	Argamassa.
b	Bloco ou tijolo.
m	Alvenaria.
e	Dimensão efetiva.
d	Valor de cálculo.
k	Valor característico.

1. INTRODUÇÃO

A história recente da construção civil no Brasil tem um marco significativo - o Conjunto Habitacional de Itaquera (SP), da COHAB-SP. Neste conjunto, a partir de 1978 e pela primeira vez, permitiu-se a utilização indiscriminada de processos inovadores (ou alternativos em relação ao processo tradicional) na construção de edifícios de apartamentos. As premissas básicas eram tão somente a redução dos custos e dos prazos.

Como resultado prático desta política, constata-se hoje no Estado de São Paulo, existir um quase que absoluto predomínio dos processos que empregam a alvenaria estrutural na construção de edifícios de 4 a 5 pavimentos e um rigoroso fracasso da maioria dos outros processos construtivos desde então empregados.

A experiência, além de mostrar que a alvenaria estrutural se adeqüou melhor àquelas premissas básicas, permite concluir que o desempenho global dos edifícios construídos por qualquer um dos processos alternativos (inclusive a alvenaria estrutural) variou de sofrível a desastroso. No presente, de maneira geral, os edifícios apresentam problemas patológicos sérios, que se traduzem por condições de habitabilidade amplamente insatisfatórias e custos de manutenção e recuperação elevados.

No entender do autor, este estado doentio se explica por:

i) Não consideração entre as premissas básicas dos requisitos mínimos de desempenho que os edifícios deveriam apresentar. Isto conduziu sempre à adoção das menores espessuras de paredes possíveis, em cada um dos processos, todas elas incompatíveis com a função vedação das paredes exteriores;

ii) Emprego de tecnologia deficiente. Não havia entre os construtores domínio completo da tecnologia empregada. Não se conhecia a técnica mais adequada que permitisse evitar a ocorrência de problemas patológicos. Apesar disto, não foram reali-

zadas pesquisas consistentes para o desenvolvimento dos processos construtivos.

E, infelizmente, estas situações permanecem. Não foram ainda estabelecidos os requisitos mínimos e a maioria das pesquisas só se ativeram aos aspectos estruturais.

Neste contexto insere-se o presente trabalho. A alvenaria estrutural comprovou (como era de se esperar, pela experiência de outros países) possuir uma importância fundamental na construção habitacional, a par de ter aspectos quase que completamente desconhecidos do meio técnico e de ter ainda um desempenho reconhecidamente aquém do esperado. Havia, e há, a necessidade de aprofundarem-se os estudos sobre os processos construtivos alternativos, sobretudo daqueles que se mostraram de maior viabilidade para as condições atuais do país.

Em função de estudos prévios realizados, escolheu-se como objeto de análise a alvenaria estrutural não armada porque: é o processo de maior utilização no mundo para a construção habitacional de edifícios de apartamentos de baixa altura; inexistem no Brasil os pré-requisitos que induzem ao emprego da alvenaria estrutural armada (naqueles edifícios)-probabilidade elevada de abalos sísmicos ou de furacões; é mais simples, racional e de menor custo {1,2}*; apresenta potencialidades de emprego excepcionais no país. Optou-se pela alvenaria estrutural sílico-calcária (ASC) porque, quando os estudos foram iniciados (1979), não havia outro material adequado para o processo além do bloco sílico calcário. Hoje já existem blocos cerâmicos de utilização ainda incipiente. No entanto, os estudos realizados são em quase sua totalidade extensíveis à alvenaria estrutural não armada de blocos cerâmicos.

* *Os números no interior das chaves indicam as referências bibliográficas descritas no final deste trabalho.*

Procurou-se abordar globalmente a tecnologia do processo construtivo, aqui entendida como: concepção; materiais empregados; técnica executiva e desempenho em utilização.

A pesquisa teve como objetivos:

i) Desenvolver uma metodologia de análise de processos construtivos;

ii) Estabelecer a tecnologia do processo construtivo da ASC em seus aspectos principais:

a. Caracterizar as propriedades dos componentes e elementos empregados;

b. Parametrizar o processo com os valores conhecidos das características essenciais dos componentes e elementos utilizados no exterior;

c. Descrever os métodos usuais de avaliação destas características como fundamento para pesquisas futuras;

d. Esquematizar a técnica executiva;

e. Esquematizar a concepção estrutural;

f. Dar a conhecer os problemas patológicos que o processo possa vir a apresentar e como evitá-los.

iii) Inferir as deficiências do conhecimento do processo, para continuidade da pesquisa, já aí então, inserida em uma linha de pesquisa mais ampla sobre a alvenaria estrutural.

Em resumo, obter parâmetros para se construir bem com o processo, no momento, e muito melhor no futuro. E ainda poder avaliar a adequabilidade do processo para atender as exigências do usuário e as necessidades nacionais de moradias de qualidade, baixo custo e de construção rápida e que, além de tudo isto, aproveite intensivamente a mão de obra disponível e promova sua valorização profissional.

A metodologia adotada foi a de estudar o processo sistemicamente a partir da análise dos componentes, evoluindo para a dos elementos constituintes e finalmente para a do sub-sistema (ou

sistema, dependendo da definição prévia). Entende-se que a síntese é a avaliação do desempenho da estrutura acabada.

Na Figura 1, descreve-se esquematicamente o tratamento sistêmico adotado e o conteúdo dos capítulos do trabalho.

No capítulo 2 fazem-se considerações gerais sobre a alvenaria estrutural e, em particular, sobre a ASC.

O bloco sílico-calcário é analisado no capítulo 3. Aprofundou-se o seu estudo em função de ser este um material quase desconhecido do meio técnico, sem nenhuma tradição de uso no Brasil, apesar de seus quase 100 anos de produção industrial no mundo. Estudou-se a sua composição, o processo de fabricação, as características físico-mecânicas, as especificações e os métodos de ensaio. Realizou-se ainda, uma pesquisa experimental para a determinação das características dos produtos fabricados no Brasil.

No capítulo 4 são estudadas as argamassas e as juntas de argamassa. Constata-se haver uma injustificada inexistência de pesquisas tecnológicas no Brasil sobre as argamassas mistas destinadas ao assentamento de alvenaria, que são por isso, consideradas como um material não técnico e de emprego absolutamente empírico.

No capítulo 5 é analisada sistemicamente a parede resistente, elemento essencial do processo construtivo e que o caracteriza. São estudados desde a interação dos componentes para a constituição da alvenaria até a fabricação da parede e os problemas patológicos que pode apresentar.

O edifício de ASC é sumariamente examinado no capítulo 6. São avaliados três aspectos fundamentais: a concepção estrutural, a construção e os problemas patológicos que complementam os conceitos analisados no capítulo 5, sob o enfoque do conjunto.

Procurou-se avaliar o processo construtivo segundo a ótica da engenharia de construção civil: formar uma visão global do problema para poder interagir e gerenciar o desenvolvimento do processo com o fim precípuo de construir dentro da melhor técnica

possível. O tratamento científico-tecnológico de par com uma constante postura crítica é, no entender do autor, o caminho mais adequado para se formar esta visão global.

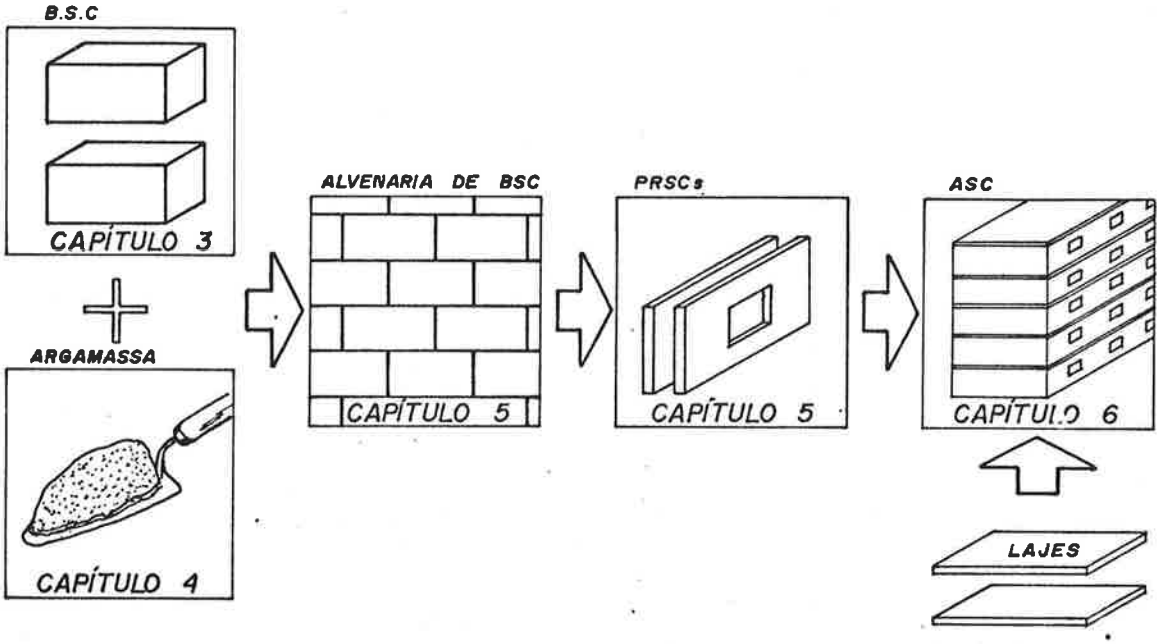


FIGURA 1 Análise sistêmica da Alvenaria Estrutural Sílico-Calcária

2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 CONCEITUAÇÃO

No Brasil, o entendimento do que seja a alvenaria estrutural não foi ainda corretamente compreendido.

Explica-se o fato pelas seguintes razões: o emprego relativamente recente desse sistema construtivo; a apropriação de terminologia estrangeira, de diversas origens, e nem sempre coerentemente adaptadas; a falta de uma conceituação oficial e de consenso.

A alvenaria estrutural deve ser entendida como uma estrutura de alvenaria dimensionada por cálculo racional. É contrapartida da alvenaria tradicional, uma estrutura dimensionada empiricamente.

Essa definição é decorrência da análise sistêmica da alvenaria estrutural, e foi composta por uma subordinação sucessiva de conceitos. O ponto de partida dessa análise foi o conceito dos componentes primários da alvenaria: o bloco ou o tijolo e a junta de argamassa. Evoluiu-se sucessivamente para: o componente complexo - a alvenaria; o elemento - a parede de alvenaria e a parede resistente (no caso particular do edifício) e o sub-sistema - a alvenaria estrutural. Estes conceitos estão formulados na nomenclatura adotada neste trabalho.

A alvenaria estrutural pode ser armada ou não armada. No Brasil, a alvenaria estrutural armada é executada com blocos vazados de concreto ou blocos vazados de cerâmica. A armadura, de barras de aço, é introduzida em certas cavidades e totalmente envolta com argamassa de injeção ("grout"). Esta armadura destina-se a absorver as tensões de tração e as tensões originadas na flexão {[3]}.

A alvenaria estrutural não armada é executada com blocos

sílico-calcários, blocos cerâmicos e blocos de concreto, maciços ou perfurados. A parede resistente compõe-se tão somente dos componentes primários: bloco e junta de argamassa. As tensões de tração devem ser minoradas, ou totalmente evitadas no projeto, através de procedimentos adequados.

No Brasil tem-se empregado com uma frequência maior a alvenaria estrutural armada (de blocos de concreto) em detrimento da não armada, apesar de esta última ser mais simples; e nas condições de momento no país tão eficiente e, aparentemente mais econômica {[4], [5]}.

Pode-se justificar esta preferência por inúmeras razões:

i) Influência mais acentuada da tecnologia americana, em lugar da européia. Nos Estados Unidos, por motivos históricos, emprega-se preponderantemente a alvenaria armada enquanto que na Europa a alvenaria estrutural não armada é de uso quase que absoluto;

ii) Pioneirismo da alvenaria armada. Introduzida no Brasil em 1967 {[6]} antecedeu em 10 anos a alvenaria não armada, adotada apenas em 1977 {[7]}. Isso resultou, principalmente, em um maior número de técnicos e empresas especializadas (e compradores) na alvenaria armada.

iii) Maior quantidade de indústrias produtoras de blocos (de concreto) adequados para a alvenaria armada, do que de blocos para a não armada. Isto por diversas razões, todas elas favoráveis à indústria de blocos de concreto: menor investimento inicial; equipamento industrial produzido no mercado nacional por diversos fornecedores; maior demanda (pelos fatores explicados acima); interesse comercial dos fabricantes de cimento e das usinas de concreto pré-misturado; maior disponibilidade de tecnologia produtiva.

iiii) Problemas patológicos apresentados pelos primeiros edifícios de alvenaria estrutural não armada, incorretamente equacionados à princípio e não bem aceitos pelo mercado, mesmo após o equacionamento correto para a sua minimização {[8]}.

2.2 HISTÓRICO

Até o início do Século XX a alvenaria, em suas diversas formas, foi o principal material de construção {9} e atualmente o tijolo é o mais velho material de construção manufaturado, em uso {3}.

A alvenaria como estrutura suporte de edifícios de grande altura foi intensivamente explorada pelo gênio humano. As grandes catedrais dos Séculos XII à XVII que chegaram até a nossa época intactas são exemplos eloqüentes (paredes de até 2,5 m de espessura).

Um recorde de altura ainda não ultrapassado, é o do Farol de Alexandria construído em alvenaria de pedra a cerca de 2260 anos e destruído em um terremoto no Século XIII. Segundo Simons, citado por Dikkers {10} sua altura estimada era de 183m.

Porém, todas as estruturas de alvenaria erigidas até o início deste século foram dimensionadas empiricamente. Intuitivamente, projetistas e construtores compreendiam como as cargas eram transferidas pelas paredes resistentes para o solo.

Alguns sábios criaram teorias que explicavam, corretamente aspectos isolados da capacidade de resistência da alvenaria. Schneider & Dickey citam {3} por exemplo: a teoria de Aristóteles que explicava como os arcos resistiam às cargas gravitacionais; a teoria de Leonardo da Vinci para explicar o mecanismo interno de ação entre os elementos de um arco; a teoria matemática de Euler, definindo a capacidade resistente de colunas de alvenaria em termos de carga última de flambagem.

No entanto, apesar destas teorias, a concepção estrutural não deixou de ser intuitiva e o dimensionamento, empírico.

Um marco importante na história da alvenaria estrutural foi o Edifício "Monadnock" construído em Chicago entre 1889 e 1891. Com 16 andares e 65 metros de altura {3,10} sua estrutura, em alvenaria não armada, era constituída por paredes de 1,83 m de

espessura na base. Sua construção foi considerada na época como o limite dimensional máximo para estruturas de alvenaria calculadas pelos métodos empíricos até então empregados.

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 a construções de pequeno porte.

Segundo Mikluchin {9} - " Consagrou-se então uma grande quantidade de pesquisas teóricas e experimentais para o desenvolvimento daqueles novos materiais de construção. Os novos métodos exatos de cálculo resultantes dessas pesquisas causaram verdadeira revolução na concepção arquitetônica e estrutural ".

Neste período, a alvenaria como estrutura não foi tratada como um sistema construtivo técnico, no mesmo nível que a construção em aço e em concreto. Em conseqüência, rarearam as pesquisas e o desenvolvimento da alvenaria estagnou.

Porém no início da década de 50 outra revolução na concepção estrutural aconteceu. Após inúmeras pesquisas experimentais, o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basiléia, em 1951, um edifício de 13 andares (41,4m de altura) em alvenaria não armada, com paredes resistentes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm. Este edifício é considerado por Sahlin {11} como o primeiro em alvenaria estrutural não armada.

Nos Estados Unidos, segundo Schneider & Dickey {3} e Yorkdale {12} após o terremoto de Long Beach, Califórnia, em 1933 o uso da alvenaria simples (não armada) foi proibida nas regiões sujeitas a abalos sísmicos. Assim, desenvolveu-se naquele país, o emprego de uma nova forma de alvenaria: a alvenaria armada. Paralelamente ao seu emprego e em função de inúmeras pesquisas, criou-se: uma concepção estrutural com fundamento experimental no comportamento dos materiais em laboratório e métodos de cálculo algo racionais {12}.

O ano de 1966 corresponde a um marco histórico da alvenaria estrutural nos Estados Unidos. Neste ano foi editado naquele país o primeiro código americano de alvenaria estrutural e foi erguida em Denver, Colorado, a mais arrojada estrutura, até aquela data, em alvenaria armada.

O código foi o "Recommended Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry", editado pela Structural Clay Products Institute (SCPI) em maio de 1966 {[13]}.

O "Park Mayfair East" destacou-se por ser o primeiro edifício de grande altura (mais de 8 pavimentos, nos Estados Unidos) a ser construído em zona sísmica (Zona I) somente em alvenaria estrutural. Possui 17 pavimentos com paredes de 27,5 cm de espessura no térreo {[14]}. Segundo Yorkdale {[12]} já esteve sujeito a distúrbios sísmicos moderados (grau superior a cinco na Escala Richter {[2]})sem qualquer efeito prejudicial em sua estrutura.

A história da alvenaria estrutural possui outra data importante. Em 1967, em Austin, Texas, foi realizado o primeiro congresso internacional sobre o tema. Após este evento, cujos anais publicados por Johnson {[15]} se transformaram em um texto clássico, a alvenaria estrutural começou a tornar-se reconhecida como uma estrutura racional e precisa.

Hoje este reconhecimento 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 resultado obteve-se {[9]}:

i) Criação de uma teoria moderna de estruturas de alvenaria fundamentada em uma base experimental sólida;

ii) Codificação dos novos resultados teóricos e experimentais sob a forma de códigos modernos de construção;

iii) Concentração dos esforços criativos de arquitetos e engenheiros progressistas no desenvolvimento de grandes realizações em alvenaria estrutural;

iv) Progresso na fabricação de novos materiais de alvenaria;

v) Progresso na técnica da construção.

Hoje em dia, na América do Norte e na Europa os altos edifícios em alvenaria estrutural variam de 12 a 22 pavimentos {[9]}. O limite teórico para a alvenaria estrutural não armada é estimado em 30 andares {[16]} e para a armada em 40 pavimentos{[9]}.

Se o "Monadnock" fosse calculado hoje, empregando os mesmos materiais, as paredes resistentes do térreo teriam 30 cm de espessura {[3]}.

No Brasil, segundo Cury {[6]} os primeiros prédios em alvenaria armada de blocos de concreto foram construídos em São Paulo, no Conjunto Habitacional "Central Parque da Lapa" (edifícios de 4 pavimentos) em 1966. Mas o marco mais importante foi a construção em 1972 de 4 edifícios de 12 pavimentos no mesmo conjunto.

Em alvenaria estrutural não armada, o pioneiro foi o Edifício Jardim Prudência {[7]}, erguido também em São Paulo em 1977. Ele possui 9 pavimentos, com paredes resistentes de alvenaria de blocos sílico-calcários de 24 cm.

Entre nós, a alvenaria estrutural não atingiu a maturidade. Não é ainda aceita e reconhecida como em outros países. No entender do autor isto ocorre, entre outros motivos, porque aqui a alvenaria estrutural é dimensionada empiricamente. O que é uma contradição.

Ela é empírica porque não se baseia em pesquisas. Adotam-se modelos estrangeiros desenvolvidos para os materiais existentes nos países de origem daqueles modelos, e que só são racionais por basearem-se em conceitos estatísticos de resistência daqueles materiais.

Em resumo, a história da alvenaria estrutural no Brasil ainda está para ser contada.

2.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS NO EMPREGO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

A descoberta dos engenheiros suíços de que excluíndo a estrutura reticulada (de concreto ou de aço) de um edifício, restando somente a alvenaria, ele permaneceria estável, monolítico e seguro, revolucionou a concepção arquitetônica na Europa.

As vantagens econômicas proporcionadas somente por essa exclusão são óbvias {[1], [16]} e por si só justificariam o sucesso atual da alvenaria estrutural - economia de material e mão de obra.

Mas a reforçar ainda mais o aspecto econômico, estão as características multifuncionais da alvenaria estrutural, quando usada em edifícios.

A ossatura reticular em concreto armado ou em aço tem tão somente a função de prover a estabilidade ao edifício (sub-sistema estrutura).

Porém, na estrutura de paredes resistentes, além dessa função, as paredes têm concomitantemente a função de vedação externa (envelope exterior) e interna.

O sub-sistema vedação possui uma série de funções essenciais: definir o espaço geométrico; fornecer proteção termo-acústica; prover os ambientes internos de conforto termo-higroscópico; fornecer segurança contra o fogo e a intrusão de agentes exteriores indesejáveis; fornecer estanqueidade contra gases e líquidos.

A existência de apenas um elemento (a parede de alvenaria) para assumir as múltiplas funções de ambos os sub-sistemas é bastante vantajoso. Isso ocorre não só pelas facilidades construtivas que proporciona (abaixo), mas também por eliminar problemas que surgem nas interfaces entre os sub-sistemas.

Esses problemas, cujos sintomas são geralmente fissuras,

originam-se em movimentos diferenciais entre elementos e têm causas diversas, como por exemplo: calor; umidade; fogo; cargas estáticas e cargas dinâmicas. Em consequência, a durabilidade do edifício pode vir a ser comprometida e os custos de manutenção serem incrementados.

As facilidades construtivas proporcionadas pelo emprego de um único elemento são diversas e se traduzem em vantagens econômicas:

i. Técnicas de execução simplificadas;

ii. Menor diversidade de materiais empregados;

iii. Redução no número de especializações da mão de obra ocupada;

iv. Eliminação de interferências, no cronograma executivo, entre os sub-sistemas.

Além das vantagens econômicas e de possuir um desempenho otimizado, a estrutura de alvenaria, quando aparente, pode ter também vantagens estéticas. Apesar de aí se envolverem parâmetros subjetivos, a tradição brasileira tem valorizado as texturas, cores e formas da alvenaria. Convém citar o pesquisador inglês Sutherland {[16]}:- " A alvenaria estrutural começou a retomar o seu lugar (N.T. perdido para a estrutura de concreto) ajudada recentemente pela revolta contra a aparência das estruturas de concreto e pelo retorno ao vernáculo na arquitetura (N.T. vale dizer ao tijolo aparente, tradição arraigadamente inglesa)".

As desvantagens mais evidentes da alvenaria estrutural são:

i. O desempenho da alvenaria é altamente influenciado por fatores inerentes a maneira como ela é executada.

Isso exige: controle de qualidade eficiente tanto dos materiais empregados como do componente-alvenaria; mão de obra qualificada e bem treinada e constante e rigorosa fiscalização.

ii. A concepção estrutural inibe a destinação do edifício e

condiciona o projeto arquitetônico.

A necessidade de paredes internas enrijecedoras subdivide o espaço em comodos de dimensões relativamente pequenas. O processo construtivo é por isso recomendado para edifícios residenciais, hotéis, escritórios (salas comerciais), hospitais, etc.

2.4 A ALVENARIA ESTRUTURAL SÍLICO-CALCÁRIA

A alvenaria estrutural não armada pode ser constituída de blocos ou tijolos fabricados com os mais diversos materiais. É essencial, no entanto, que tenham resistência mecânica elevada. Internacionalmente, o valor mínimo de resistência à compressão aceito é de cerca de 15 N/mm^2.

Altas resistências são, no entanto, obtidas comercialmente com apenas três materiais: argila (tijolos e blocos cerâmicos) concreto (e/ou argamassa) de cimento portland (tijolos e blocos de concreto); argamassa de areia e cal (blocos e tijolos sílico-calcários).

Os tijolos e blocos são maciços ou perfurados. Entende-se por perfurados, de maneira genérica, aqueles que perpendicularmente à superfície de assentamento, possuem furos com área total não superior a 30 - 40% da área dessa superfície. Quando a área dos furos é superior a 40% diz-se que os blocos são vazados.

O emprego preferencial de unidades de alvenaria fabricadas com um material em detrimento de outros é função: da tradição construtiva e arquitetônica; disponibilidade de materiais básicos e domínio da tecnologia de fabricação {[17]}.

Assim, na França utiliza-se praticamente apenas o tijolo (e bloco) cerâmico. Na Inglaterra {[16]} 88% dos tijolos e blocos empregados são cerâmicos. Na Holanda, 70% da alvenaria estrutural é de blocos sílico-calcários {[18]}. Na Alemanha e União Soviética, 25% do total de tijolos e blocos (incluindo no total os utilizados sem finalidade estrutural) são sílico-calcários {[19]}. Nos Estados Unidos as paredes resistentes são compostas de tijolos cerâmicos e de blocos de concreto. Em países como Alemanha e Ingla-

terra era habitual até a década de 70, o emprego de dois tipos diferentes de blocos em um mesmo edifício (paredes internas e externas). Problemas causados por deformações diferenciais {20} estão reduzindo essa prática.

No Brasil, até o presente, emprega-se apenas o bloco sílico-calcário e o bloco cerâmico. Esse último, de emprego mais recente (1981), vem ampliando gradativamente sua participação no mercado.

Neste trabalho, será analisada a alvenaria estrutural não armada de blocos sílico-calcários. Adotar-se-á, por simplicidade, a nomenclatura "ALVENARIA ESTRUTURAL SÍLICO-CALCÁRIA" ou a sigla ASC.

No Brasil, a alvenaria estrutural não armada tem sido chamada de alvenaria auto-portante. Esta designação carece totalmente de fundamento etimológico e deve ser abandonada. O termo "portante" também é incorreto e igualmente deve ser evitado o seu uso.

Segundo os dicionários da língua portuguêsa e de etimologia {21, 22} o vocábulo *portante* significa: que porta, que carrega consigo. É um adjetivo do verbo portar (do latim "portare" - carregar consigo, conduzir) como também o é *portátil* de compreensão inequívoca.

Por outro lado, o vocábulo *suporte* significa: (aquilo que suporta ou sustenta alguma coisa ou aquilo em que algo se firma ou assenta. É um adjetivo derivado do verbo suportar (do latim "supportare" - ter sobre si).

Como se observa, o sentido de *portante* é totalmente diverso do de *suporte*. Quando se diz, em português - parede portante, na verdade quer-se dizer parede suporte. Pois parede portante absolutamente não tem o sentido que lhe querem imputar, qual seja, parede que sustenta (outras) cargas verticais (além do seu próprio peso).

O emprego deste vocábulo *portante* é um galicismo recente, originado de uma tradução mal feita de um vocábulo francês com a mesma forma, mas que significa *suporte*. Assim, "structure portante", "mur portante", "maçonnerie portante", significam respectiva

mente: estrutura, parede e alvenaria suporte (ou resistente).

O termo auto-portante utilizado pela primeira vez em 1976 {23} foi divulgado pelos fabricantes do bloco sílico-calcário em folhetos técnicos e em entrevistas a revistas especializadas {7, 24 e 25}, sendo posteriormente encampado pelos fabricantes de blocos cerâmicos. Havia a necessidade de criar-se um termo próprio para a alvenaria construída com o bloco sílico-calcário a fim de caracterizá-la, em oposição à alvenaria armada de blocos de concreto.

Porém, a adoção do termo auto-portante foi lamentável. Em português, auto-portante significa "aquela (estrutura) que por si própria carrega consigo". Sendo esse bem diverso de "aquela (estrutura) que suporta cargas além do seu próprio peso", que originalmente quiseram atribuir-lhe. Presentemente, os fabricantes já estão abandonando esta terminologia.

A alvenaria estrutural não armada quando estrutura de edifícios é constituída tão somente de paredes resistentes de alvenaria não armada e de elementos horizontais (lajes), convenientemente unidos entre si de modo a formar um todo rígido e resistente.

A parede resistente de alvenaria não armada é composta por unidades de alvenaria e juntas de argamassa. Especificamente na ASC as unidades de alvenaria são blocos ou tijolos sílico-calcários.

As lajes, que podem ser compostas pelos mais diversos materiais e componentes, não serão estudadas quanto à sua constituição e propriedades. As características físico-mecânicas, exigidas desses elementos para que bem desempenhem suas funções na alvenaria estrutural, serão especificadas no Capítulo 6.

Os blocos sílico-calcários serão estudados no Capítulo 3, as argamassas e as juntas de argamassa no capítulo 4 e a parede resistente de alvenaria no capítulo 5. Genericamente, serão analisados quanto à: constituição; propriedades físico-mecânicas; características funcionais; fabricação; especificações normalizadas e ensaios de avaliação.

3. OS BLOCOS SÍLICO-CALCÁRIOS (BSC)

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

3.1.1 DEFINIÇÃO

A Norma BS 287 {[26]} da "British Standards Institution" define: "tijolos de silicato de cálcio ("Calcium Silicate Bricks") são elementos de alvenaria constituídos essencialmente de uma mistura íntima e uniforme de areia predominantemente quartzosa ou composta de pedregulhos siliciosos ou rochas e pedregulhos siliciosos triturados (ou uma combinação destes materiais).com uma pequena proporção de cal, moldada por prensagem e cujos materiais constituintes combinam-se quimicamente pela ação de vapor sob pressão".

A Norma DIN 106 {[27]}, alemã, define de maneira mais concisa, mas semelhantemente: " Pedra de areia e cal ("kalksandstein") é um elemento de alvenaria constituído de cal e materiais siliciosos que após mistura íntima destes, é moldado por prensagem e curado por vapor sob pressão".

As traduções literais de "Calcium Silicate Brick" e de "Kalksandstein" diferem do termo empregado no Brasil - Bloco Sílico-Calcário, para o mesmo produto. No entanto, dar-se-á preferência a este, pois além de já ser de uso corrente entre nós,é coerente com a terminologia adotada em outras línguas românicas.

- "Brique Silico-Calcaire" (francês)
- "Ladrillo Sílico-Calcáreo" (espanhol) e
- "Blocchetto Silico-Calcareo (italiano)

A terminologia inglesa (e sueca - "Calcium Silikat-Steine"), é de uso recente e vem sendo empregada em substituição a "Sand-Lime Brick" (tijolo de areia e cal, que corresponde à terminologia alemã e holandesa - "Kalkzandsteen"). Segundo Bessey {[17]} - "Este termo foi empregado antes de conhecer-se a

natureza do processo de endurecimento (N.T. - formação de cristais de silicatos de cálcio), e é um tanto enganoso ...". ..." O termo "Calcium Silicate Brick" tem a vantagem de incluir uma vasta gama de produtos da mesma classe que empregam outros materiais siliciosos que não a areia". Observa-se que a terminologia de origem latina possui a mesma vantagem.

Neste trabalho, o termo BLOCO SÍLICO-CALCÁRIO será empregado, daqui por diante, para designar também o tijolo sílico-calcário (que por conceito, se diferencia do bloco apenas dimensionalmente). O intuito é de uniformizar a terminologia de um produto que não possui estandardização internacional (o que é tijolo para uns é bloco para outros) e adequá-la ao uso corrente da designação do produto entre nós. Pois no Brasil, como a quase totalidade do consumo é de blocos, há uma generalização em denominar-se tijolos ou blocos por blocos sílico-calcários. A fim de simplificar o texto, utilizar-se-á da abreviatura BSC para designá-los.

Será adotada a seguinte definição, que incorpora as observações anteriores e se fundamenta nas definições citadas:

" Bloco Sílico-Calcário é uma unidade de alvenaria composta por uma mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cal e areia quartzosa, moldado por prensagem e curada por vapor à alta pressão".

A definição acima é auto-explicativa em relação ao processo de fabricação e aos materiais básicos empregados. Poder-se-ia também adotar uma outra, relacionada com a constituição do BSC:

"Bloco Sílico-Calcário é uma unidade de alvenaria constituída por uma estrutura granular de areia quartzosa cimentada por silicatos de cálcio hidratados".

Há que se destacar que o bloco sílico-calcário é um material cerâmico, de acordo com a classificação interna-

cionalmente aceita {[28]}.

3.1.2 HISTÓRICO

Bessey em sua revisão histórica {[19]} afirma: " A indústria dos produtos de silicatos de cálcio autoclavados é muito moderna. Certamente é a de origem mais recente dentre todas da classe de materiais estruturais não metálicos". Do início da produção comercial dos BSC até nossos dias, decorreram menos de 90 anos.

A primeira patente mundial que tinha como idéia básica fazer a cura de uma mistura de cal e areia em autoclaves foi de Van Derburgh na Inglaterra em 1866 {[19]}. Porém seu processo nunca foi explorado industrialmente.

Na Alemanha, em 1880, o pesquisador Wilheim Michaelis, patenteou um outro processo, que denominou "Método de Produção de Pedra Artificial de Areia" {[29]} . No entanto, a aplicação industrial desse processo só foi ocorrer em 1894 através de Simon Neffgren na cidade de Neumunster, também na Alemanha {[29]}. Em 1898 iniciou-se a produção na Holanda e em 1905 na Inglaterra e daí em diante por toda Europa, Estados Unidos e Canadá.

Até cerca de 40 anos atrás, a produção de BSC foi voltada somente para a fabricação de tijolos "comuns" de baixa resistência, sem função estrutural. Somente na década de 40, desenvolveram-se processos que permitiram a fabricação de unidades com resistência à compressão fantasticamente alta. Assim, o advento na Europa da alvenaria estrutural na década de 50 (ítem 2.2) coincidiu com a disponibilidade de um elemento que lhe era muito adequado.

A produção mundial em 1973 {[30]} era em torno de 20.000 milhões e cresce continuadamente. De acordo com Bessey{[19]}, não há do ponto de vista técnico, restrição alguma para o contínuo aumento na produção e uso dos produtos feitos com silicatos de cálcio.

Os países que mais produzem o BSC são: União Soviética; Alemanhas Ocidental e Oriental e Holanda. Na Inglaterra apesar de uma produção relativamente pequena (4% do total da produção de tijolos {[16]}), devido à forte concorrência dos tijolos cerâmicos, os fabricantes concentraram-se na fabricação de elementos de alta qualidade e dedicam um esforço constante em pesquisas para o desenvolvimento do produto, destacando-se por isso.

Nos últimos 10 anos a produção tem sido implantada em países das Américas, África e Ásia, com a utilização quase que na totalidade de tecnologia alemã e inglesa {[30]} .

No primeiro artigo publicado no Brasil sobre o sílico - calcário (Revista Polytechnica {[31]}) em 1909, H.C. Magalhães Gomes faz menção a uma suposta fábrica:- "Consta-me que no Rio de Janeiro, em uma das ilhas da Baía, foi estabelecida uma usina para a fabricação do sílico-calcário. O produto, no entanto, não teve aceitação, não sabendo a que atribuir isto."

Com certeza pode-se afirmar que a primeira fábrica a produzir em escala industrial o BSC foi a "Silical - Indústrias Sílico-Cal Nordeste S.A., em Salvador-BA, em 1970. Os blocos produzidos porém, não foram empregados em edifícios de alvenaria estrutural. Esta indústria cessou suas atividades em 1979.

A "Prensil S.A. - Produtos de Alta Resistência", empresa que atualmente supre o mercado, começou a produzir o BSC em 1976 na cidade de Jacareí-SP. Seu produto, desde o início foi recomendado para a alvenaria estrutural não armada. Aliás, deve-se à Prensil, os primeiros estudos para a viabilização da alvenaria estrutural não armada na construção de edifícios residenciais.

No momento (1984), há estudos para implantação de fábricas no Rio Grande do Sul e no Ceará.

3.2 FABRICAÇÃO

Os processos atuais de fabricação do BSC são inteiramente mecanizados. Isso permite sua automatização completa, obtendo-se uma produção em larga escala, em instalações reduzidas e com alta produtividade de mão de obra.

Descrever-se-á um desses processos automatizados, o idealizado pela Krupp Maschinenfabriken GMBH, da Alemanha, atualmente em operação na unidade industrial da Prensil em Jacareí.

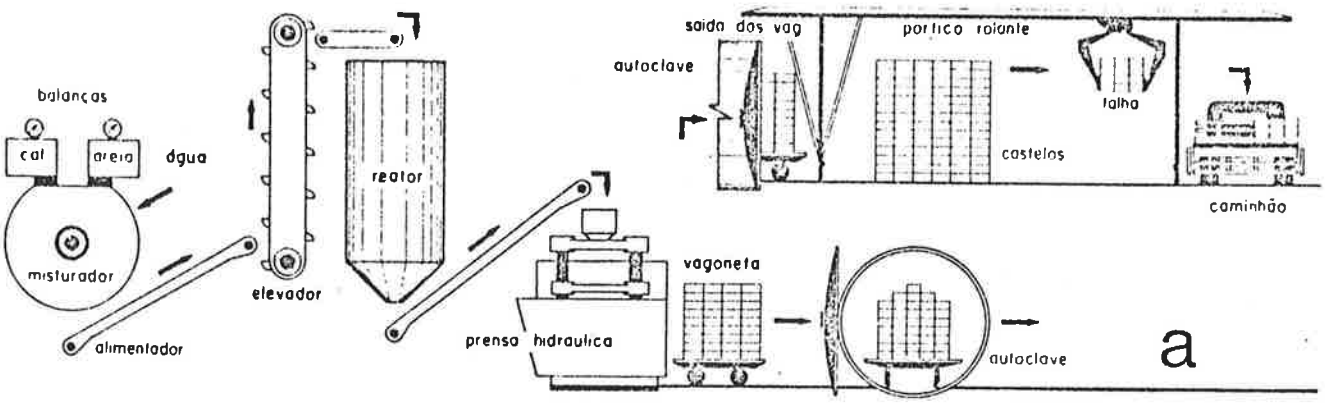
Na Figura 2a tem-se um diagrama do fluxo operacional para a fabricação dos BSC. Na Figura 2b tem-se um "lay-out" em perspectiva de uma fábrica automatizada de BSC {[29]}.

Os parâmetros quantitativos citados a seguir abrangem uma faixa variável pois, dependem essencialmente das características das matérias primas utilizadas e do tipo e qualidade dos blocos a serem produzidos.

O processamento industrial inicia-se com a mistura das matérias primas. Estas, areia quartzosa e cal virgem em pó, devem ser estocadas em instalações apropriadas (silos) para garantia de sua uniformidade e da manutenção das qualidades requeridas pelo processo. A movimentação dos materiais é através de correias transportadoras.

O proporcionamento da areia e da cal é feito em cargas sucessivas de aproximadamente 2500 kg, por balanças dosadoras. A proporção de cal varia entre 5 a 9%. Das balanças a carga é conduzida ao pré-misturador, onde é adicionada a água e a mistura é homogeneizada.

Do pré-misturador, a mistura, já denominada argamassa é levada, através de um transportador vertical de canecas, aos reatores que são silos verticais isolados termicamente e aquecidos por vapor. Nos reatores se dá a completa hidratação da cal entre 4 e 8 horas.



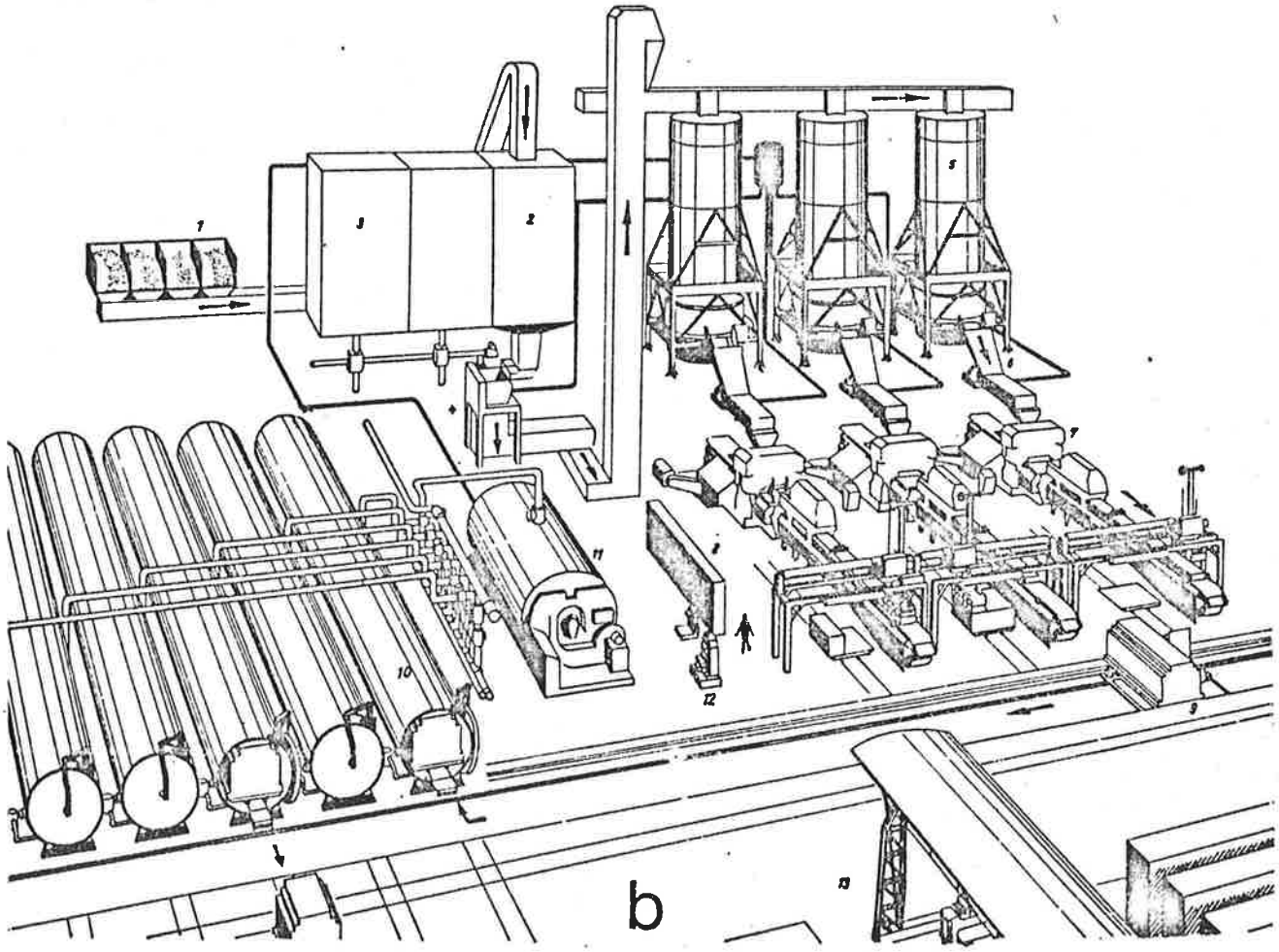


Figura 2 - Fabricação do bloco sílico-calcário. a) Fluxo operacional; b) Perspectiva esquemática de uma fábrica {[29]}.
1) Depósito de areia; 2) Silo de areia; 3) Silo de cal; 4) Balança dosadora; 5) Reator; 6) Pós-misturador; 7) Prensa; 8) Painel de controle; 9) Vagonete; 10) Autoclave; 11) Gerador de vapor; 12) Controle de qualidade; 13) Pórtico.

Dos reatores, por correias transportadoras, a argamassa curada é conduzida aos pós-misturadores aonde se completa a homogeneização da mistura. Daí por gravidade, a argamassa é conduzida para as prensas.

Nas prensas hidráulicas, por vibração, seguida de compressão enérgica, dá-se a moldagem dos blocos. As prensas são de duplo efeito. Enquanto um conjunto de formas é alimentado, o outro está sendo prensado e em seguida o processo é invertido. A pressão de prensagem varia entre 10 e 45 N/mm^2 {[32]}. Normalmente, a operação de prensagem é o ponto de estrangulamento do processo e condiciona o nível de produção.

Os blocos crus são empilhados automaticamente por dispositivos hidro-mecânicos sobre vagonetas de transporte formando um "castelo de blocos" nas dimensões requeridas pelo diâmetro da autoclave. As vagonetas deslocam-se por trilhos até as autoclaves, vasos cilíndricos horizontais de 25 a 30 m de comprimento e de 2 a 2,5 m de diâmetro.

Com as autoclaves hermeticamente fechadas, o vapor de água produzido em caldeiras a óleo combustível, é injetado sob pressão até atingir de 0,8 a 1,5 N/mm^2 (8 a 15 atmosferas). Sob esta pressão e entre 4 a 8 horas processa-se a cura do produto. Na autoclavagem ocorre a formação dos hidrosilicatos de cálcio nos blocos, responsáveis pelo endurecimento e cor branca do produto final.

Das autoclaves as vagonetas são conduzidas para o pátio de armazenagem, onde os diversos tipos de blocos são empilhados por uma talha que movimenta-se em um pórtico rolante. A transferência dos blocos para os caminhões de despacho é também feita pela talha.

De 4 a 10 operários controlam todo o processo. Na Europa, linhas de produção como a citada, apresentam uma produtividade de até 0,6 homens-hora por 1.000 blocos. O normal é de 1 a 5 homens-hora por 1.000 blocos, dependendo da capacidade da prensa {[30]}.

Na planta industrial de Jacareí, as características dos equipamentos e os dados de produção em Janeiro de 1983 são os seguintes:

- Equipamentos

Reatores - capacidade - 60 m^3 cada
quantidade - 3

Prensas - quantidade - 3
capacidade de prensagem no eixo - 3 MN
produção - 3.600 blocos 2DF/hora (3 ciclos de duplo efeito)
consumo - 4,0kWh/m^3 de argamassa

Autoclaves - quantidade - 3
diâmetro 2,0 m; comprimento 20 m
capacidade - 9360 blocos 2DF (18 vagonetas)

Caldeiras - produção 6000 kg/h de vapor saturado

- Dados de Produção

.Tempo de hidratação no reator: 4 h
.Proporção de cal virgem na mistura (bloco 2DF -100) - 7% (em peso)
.Umidade de prensagem da argamassa - 5,5%
.Pressão de prensagem (bloco 2DF - 100) - 10 N/mm^2
.Pressão da autoclave - 1,6 N/mm^2
.Temperatura da autoclave - 200°C
.Tempo de autoclavagem - 4 h
.Consumo de óleo combustível - 50 g por bloco 2DF - 100
.Capacidade instalada nominal - 60.000.000 blocos 2DF/ano
.Produtividade da mão de obra - 2,5 homens-hora/1.000 blocos.

3.3 CONSTITUIÇÃO

3.3.1 COMPOSIÇÃO

As matérias primas do BSC são as mesmas da tradicio

nal argamassa de cal: areia quartzosa e hidróxido de cálcio.

No entanto, a cal hidratada e a areia não reagem quimicamente entre si às pressões e às temperaturas normais. A argamassa endurece e assume resistência a esforços moderados, apenas pela secagem e pela adesão entre os grãos de areia proporcionada pela formação de cristais de carbonato de cálcio, a partir da ação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono do ar, reação esta chamada de carbonatação. A areia não é afetada.

As mesmas matérias primas, porém, quando submetidas à pressão de vapor saturado superior a 0,8 N/mm^2 {17}(o que corresponde à temperatura de 170°C) reagem quimicamente formando compostos, conhecidos como silicatos de cálcio, na superfície dos grãos de areia quartzosa ou siliciosa (o quartzo é um mineral composto quase que exclusivamente de óxido de silício).

Genericamente a reação química pode ser expressa por

$$n\left[Ca(OH)_2\right] + m(SiO_2) + r(H_2O) = (CaO)_n\,(SiO_2)_m(H_2O)_p$$

Onde $Ca(OH)_2$ = Hidróxido de Cálcio

SiO_2 = Óxido de Silício

$(CaO)_n(SiO_2)_m(H_2O)_p$ = Silicato de Cálcio Hidratado

Para simplificar as fórmulas dos silicatos de cálcio representa-se:

CaO por C

SiO_2 por S

e

H_2O por H

Empregam-se, então, na representação dos silicatos de cálcio hidratados as fórmulas: $C_nS_mH_p$ ou C-S-H.

Esta última fórmula não implica em uma composição particular. Na primeira, o índice p não necessariamente é igual a (n + r) pois a cristalização dos compostos formados, dependendo da pressão e da temperatura, se dá com liberação de moléculas de água.

O BSC consiste então, de um esqueleto granular de areia cimentado por silicatos de cálcio hidratados. Particularmente, grãos finíssimos de areia reagem inteiramente com a cal.

Esses hidrosilicatos são os mesmos formados na hidratação do cimento portland, e pelo menos sessenta estruturas cristalinas são conhecidas além de uma quantidade indefinida de variedades não cristalinas. No diagrama triangular (Figura 3) construído por Taylor {33} têm-se representados os principais silicatos de cálcio que são encontrados no BSC e sua composição.

A formação de uns ou de outros na reação depende de: proporção molar Ca:Si; Pressão (e temperatura) na autoclave; tempo de autoclavagem.

Kalousek {34} mostrou que a reação química entre a cal e a sílica se processa por estágios. Em um primeiro estágio forma-se na superfície dos grãos de areia uma fase rica em cal. Em seguida ocorre uma reação desta fase com mais sílica e forma-se C-S-H (I). No terceiro estágio, esta última transforma-se em cristais fibrosos de tobermorita - 11 Å. No segundo estágio pode se também formar C-S-H (II) ou $\alpha - C_2S$, ambos em formas pobremente cristalizadas. Taylor {33} e Bessey {17} citam que, em se prolongando a autoclavagem pode ocorrer a formação de xonotlita e gyrolita. Outros silicatos só se formam a temperaturas superiores a 200°C. A cinética destas reações não está ainda bem estudada e não se pode prever quais silicatos de cálcio e em que proporção irão ser formados. A pesquisa laboratorial (microscopia eletrônica; difração de raio X; ATD-Análise Térmica Diferencial;

difração eletrônica - SED) após a fabricação do BSC é que irá determinar quais os compostos que estão se formando para as condições pré-fixadas de produção.

As propriedades macroscópicas do BSC que mais dependem do tipo de agente cimentante são: a resistência a esforços mecânicos e a deformação volumétrica com a variação do teor de umidade.

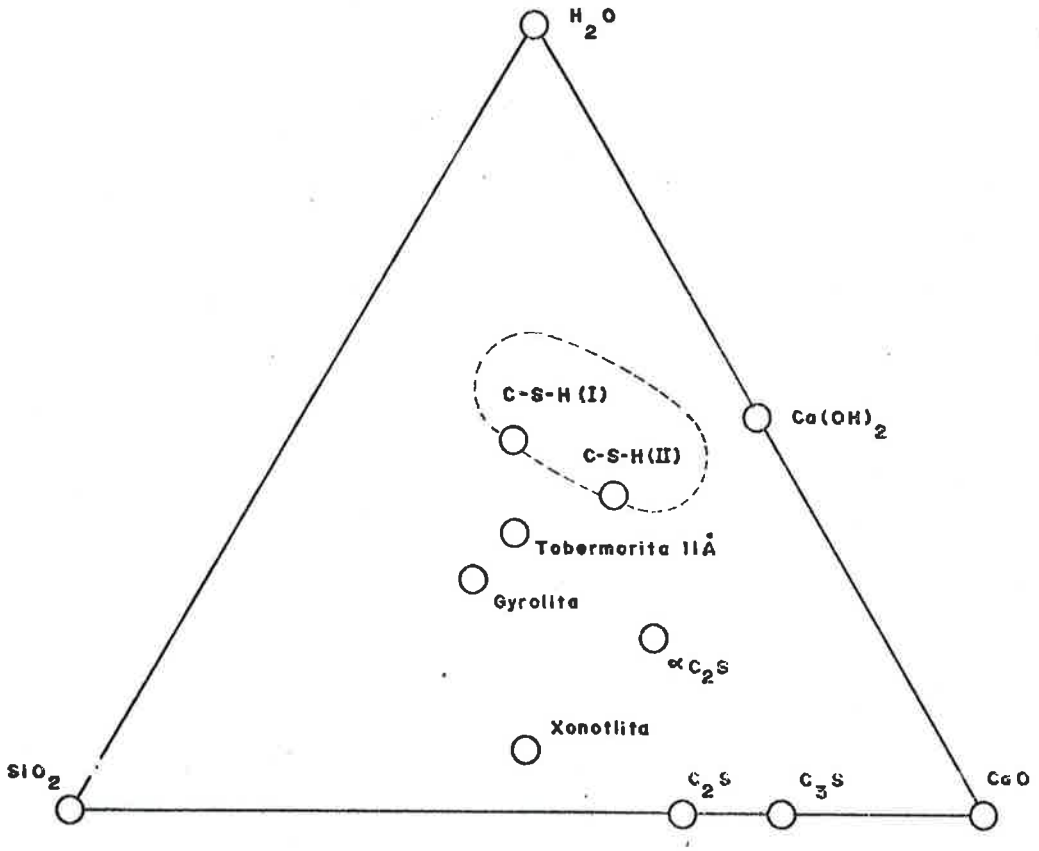


Figura 3 - Compostos do Sistema CaO - SiO_2 - H_2O (C-S-H)

Obs. da Figura 3: Em uma mistura de três componentes, diferentes composições são representadas por pontos em um diagrama triangular. Os vértices do triângulo representam 100% de cada um dos três componentes e pontos nos lados do triângulo representam a composição de dois componentes. Pontos no interior do triângulo representam a composição dos três. A proporção de cada componente representado em um vértice é dada pela distância vertical do ponto ao lado oposto àquele vértice.

Em função disso pode-se dizer que a qualidade do BSC depende dos seguintes fatores {35}:

- Relacionados com a proporção molar $C_a:S_i$: (i) natureza da areia; (ii) qualidade da cal; (iii) quantidade de cal; (iv) hidratação da cal; (v) homogeneidade da mistura;

- (vi) condições de prensagem;

- (vii) pressão e temperatura;

- (viii) tempo de autoclavagem.

A variação das propriedades do BSC em função dos fatores que mais as afetam será abordada a seguir. Sobre o tema foram apresentados diversos trabalhos nos simpósios internacionais, sobre materiais de construção de silicatos de cálcio autoclavados, havidos - Londres, 1965 {36}; Hannover, 1969 {37}; Utrecht, 1973 {38} e Karlksruhe, 1978.

3.3.2 FATORES QUE AFETAM A QUALIDADE DOS BSC

3.3.2.1 NATUREZA DA AREIA

A areia empregada na fabricação do BSC deve ter uma proporção razoavelmente alta de sílica (SiO_2), pois a formação do material cimentante depende da reação da cal com a sílica livre. No entanto, areias com uma proporção moderada de sílica desde que não contenham quantidades exageradas de materiais deletérios, podem ser empregadas, após estudos laboratoriais.

Bessey {30} fornece critérios preliminares para a escolha de uma areia adequada, reproduzidos na Tabela 1. Areias mal classificadas nos critérios de Bessey podem se mostrar adequadas após pesquisa laboratorial específica.

TABELA 1 - Critérios de Adequabilidade de Areias para a Manufatura de BSC - Em Percentagens {32}

Critérios	Areias Geralmente Adequadas	Areias que Exigem Ensaios para Demonstrar sua Adequabilidade	Areias Geralmente Inadequadas
Conteúdo total de Sílica (SiO_2)	> 90	75 a 90	< 75
Conteúdo de Feldspatos	< 10	10 a 20	> 20
Materiais Expansivos	< 1	1 a 5	> 5
Sais Solúveis	<0,05	0,05 a 0,20	> 0,20
Total Alcalis (K_2O + Na_2O)	< 1	1 a 3	> 3
Sulfato (SO_4) Solúvel	<0,02	0,02 a 0,10	> 0,10
Argilas e Siltes (material mais fino que 20 µm)	< 4	4 a 10	> 10

Por exemplo, Gundlach {39} Obteve BSCs de excelente qualidade utilizando uma areia (originária de granitos) com teor considerado inadequado de sílica (70%) e com teores altos de materiais deletérios (20% de Feldspatos e 10% de caulinita). Porém, a obtenção destes blocos foi possível após pesquisas tecnológicas abrangentes. Na Figura 7 pode-se observar alguns resultados obtidos por Gundlach.

Outro parâmetro de importânica a ser considerado é a granulometria da areia empregada. Bessey & Purton {40} acreditam que essa característica e o conteúdo de cal são os fatores dominantes para a determinação da resistência à compressão dos BSC.

Quincke {41} explicita (Figura 4) a faixa granulométrica aceitável comparando-a com a faixa recomendada para a confecção de concreto de cimento portland.

Bessey {30} faz as seguintes recomendações quanto às características granulométricas que devem possuir as areias mais adequadas para a fabricação do BSC: composição granulométrica contínua, porém com maior quantidade de grãos de dimensões médias; grãos de dimensão maior que 1 mm - no máximo 10% (bloco de textura fina) ou um terço (bloco de textura grossa) do total de agregados; grãos de dimensão menor que 0,1 mm - no máximo um terço do total de agregados; dimensão máxima dos graõs 6mm.

Bessey & Purton {40} obtiveram um amplo espectro de resistências à compressão do BSC, esquematicamente representado na Figura 5, variando apenas a proporção relativa de areias de diferentes granulometrias.

Ainda do mesmo trabalho é o gráfico da Figura 6 que apresenta a variação da retração por secagem (" Drying Shrinkage ", ver 3.5.3.1) com a proporção de grãos de areia menores que 0,15 mm. Bessey {17} ainda afirma que a quantidade de impurezas argilosas e as características da superfície dos grãos, além do teor de finos da areia empregada, afetam a amplitude da retração por secagem.

Segundo Vorobyev {32} a adição de uma pequena quantidade de argila (não cita qual o limite) de constituição uniforme aumenta a resistência à compressão do BSC.

3.3.2.2 QUALIDADE DA CAL

Basicamente, a cal virgem utilizada na fabricação do BSC deve ter um alto conteúdo de óxido de cálcio livre com um baixo teor de impurezas.

Ohnemüller {35} estabelece que estes requi-

sitos são normalmente encontrados em cales que: proporcionam uma cal extinta de grande volume, ou seja, de alto rendimento (cal gorda) e que se hidratam rapidamente, alcançando altas temperaturas no processo (cal de extinção rápida).

Bessey {30} fixa os seguintes parâmetros para a cal:

i) Conteúdo de óxido de cálcio.

O óxido de cálcio disponível (segundo terminologia da norma MB. 342 - Análise Química de Cal Virgem e Cal Hidratada {42}) ou "Available Lime" deve ser superior a 90% na cal virgem e a 68% na cal hidratada (o que corresponde a 90% de hidróxido de cálcio);

ii) Conteúdo de Óxido de Magnésio.

A existência de óxido de magnésio, que por possuir hidratação mais lenta que o óxido de cálcio pode não se hidratar no reator, provocando expansão e consequente destruição do BSC na autoclave. O limite máximo tolerável é de 3%, mas de preferência, seu teor deve ser nulo.

iii) Finura da Cal.

Para o processo de hidratação no reator, segundo norma alemã (DIN 1060) a cal virgem deve passar totalmente na peneira 0,63 mm e não mais de 10% deve ficar retida na peneira de 0,09 mm.

3.3.2.3 QUANTIDADE DE CAL

A quantidade de cal comercialmente utilizada na mistura é de 5 a 9% (em peso) de cal virgem ou 8 a 12% de cal hidratada {30} . Em termos de óxido de cálcio disponível os limites usuais são de 4 a 12% {17}.

A resistência à compressão requerida condiciona o teor de óxido de cálcio que irá ainda se interrelacionar com as condições de prensagem e autoclavagem.

Gundlach {39} pesquisou a variação da resistência à compressão com o teor de óxido de cálcio. Os resultados estão plotados na figura 7.

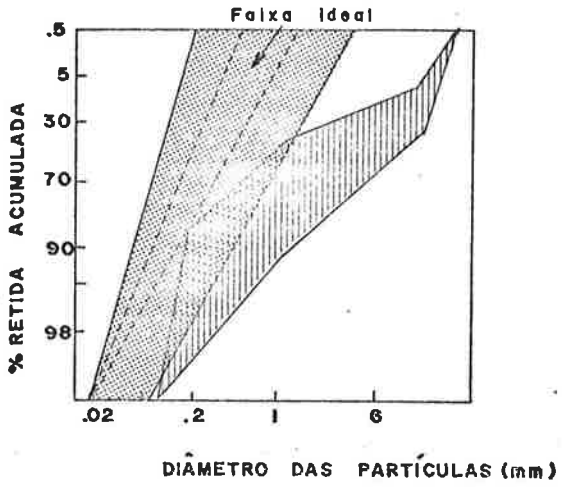


Figura 4 - Composição granulométrica de areias adequadas à fabricação de BSCs (sombreado por pontos) e de concreto de cimento Portland (sombreado por traços){41}.

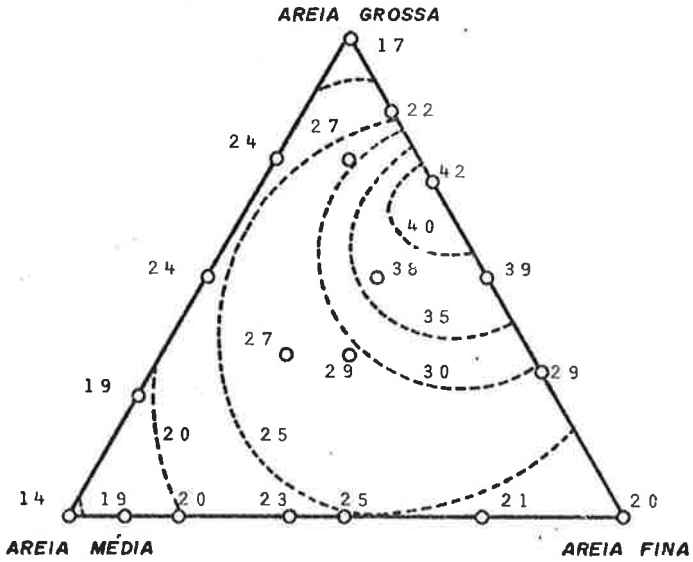


Figura 5 - Resistência à compressão (de acordo com a BS-187) dos BSC em função da composição granulométrica da areia empregada {40}. Conteúdo de $Ca(OH)_2$ -10%.
Obs: Valores na figura em N/mm^2.

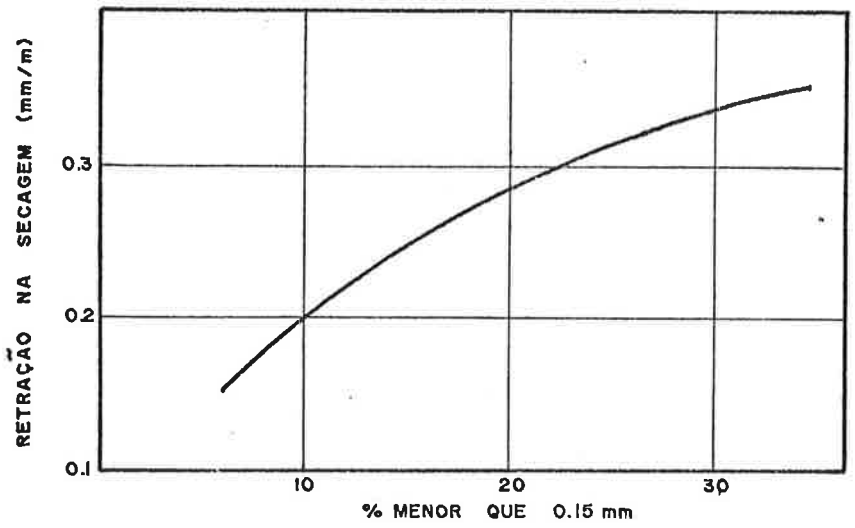


Figura 6 - Relação entre a retração na secagem do BSC e o teor de grãos de areia menores que 0,15 mm {40}.

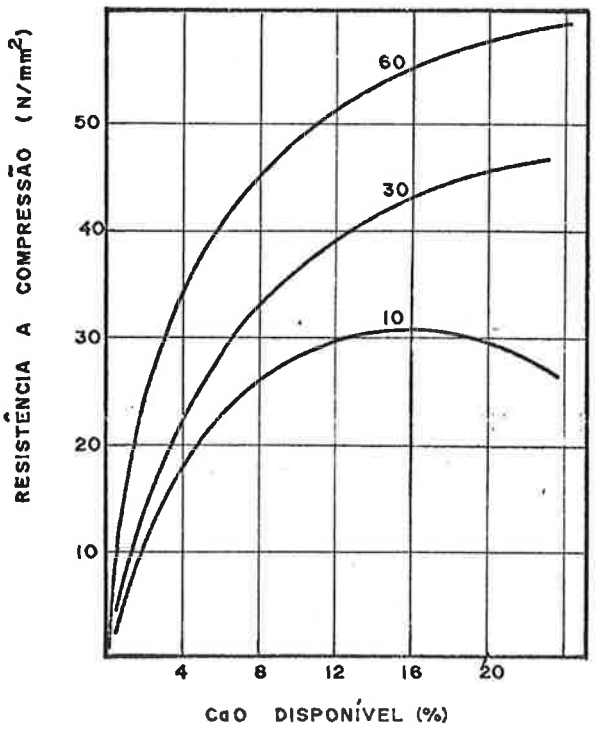


Figura 7 - Influência do conteúdo de cal e da pressão de moldagem na resistência à compressão do BSC {39}.
Obs: números nas curvas indicam pressão de moldagem em N/mm^2.

3.3.2.4 CONDIÇÕES DE PRENSAGEM

As matérias primas do BSC são misturadas úmidas. O conteúdo de água varia, em peso, de 4 a 7%. Entre estes limites não há um valor crítico, porém uma quantidade maior pode provocar um completo colapso na autoclavagem {17}. A cal deve estar integralmente hidratada.

A mistura úmida é necessária para que após a prensagem o produto tenha coesão suficiente para ser transportado, sem danos, para a autoclave.

A pressão e o tempo com que o BSC é moldado, são bastante variáveis, não só por serem parâmetros indutores da resistência à compressão que os blocos irão apresentar, mas também porque os valores ótimos de prensagem dependem do tipo de prensa, do formato do bloco e de haver ou não uma prévia vibração do molde para acomodação da mistura. A diminuição da vida útil dos moldes com o aumento da energia de prensagem é um fator a ser considerado. Uma solução de compromisso com as outras variáveis do processo é sempre procurada para se atingir o custo mínimo de fabricação para um produto com uma certa resistência.

Os alemães {44} empregam uma pressão de moldagem de 10 a 25 N/mm^2. Os ingleses {17} de 30 a 45 N/mm^2. Os soviéticos {32} de 15 a 20 N/mm^2. Estes valores implicam em prensas de alta capacidade, de 3 a 8 MN.

O tempo de moldagem é de alguns segundos. A moldagem deve ser progressiva (e não por choques) para expulsar o ar e conseguir a máxima compactação.

Na Figura 7 pode-se observar o efeito da variação da pressão de moldagem sobre a resistência à compressão do bloco sílico-calcário.

3.3.2.5 CONDIÇÕES DE AUTOCLAVAGEM.

As condições de autoclavagem são determinadas na prática por considerações econômicas, como por exemplo, a quantidade de combustível consumido, a utilização plena (sem tempo ocioso) das autoclaves, picos de produção, etc.

As condições extremas de produção comercial vão de 8 horas à pressão de 0,9 N/mm^2 até 2,6 horas à pressão de 2,5 N/mm^2 .

Diversos pesquisadores (citados por Bessey {17}) demonstraram que para períodos operacionais comercialmente práticos (inferiores a 8 horas) existe uma relação entre o tempo e a pressão de autoclavagem de maneira a se obter uma resistência à compressão, mantida a relação, pouco variável.

Segundo Röbert {29} essa relação é dada pela inequação:

$6,4 < p.T < 7,2$ onde

p = pressão de vapor em N/mm^2

T = tempo em horas

Assim, por exemplo, pode-se obter blocos de resistência à compressão aproximadamente iguais submetendo-os a uma pressão de 1,2 N/mm^2 por 6 horas ou 2,0 N/mm^2 por 3,6 horas.

Aumentando o período de autoclavagem para mais de 8 horas aumenta-se de maneira pouco significativa a resistência final dos BSC e por longos períodos (mais de 24 horas) ocorre uma queda acentuada nesta resistência.

Aumentando-se também a pressão de vapor os valores de resistência à compressão obtidos tendem a cair a partir de uma pressão máxima em torno de 2,0 N/mm^2.

Na Figura 8 têm-se gráficos que demonstram tais considerações. Foram citadas por Bessey (8a){17} e por Taylor (8b e 8c) {33} . Na transcrição foram simplificados.

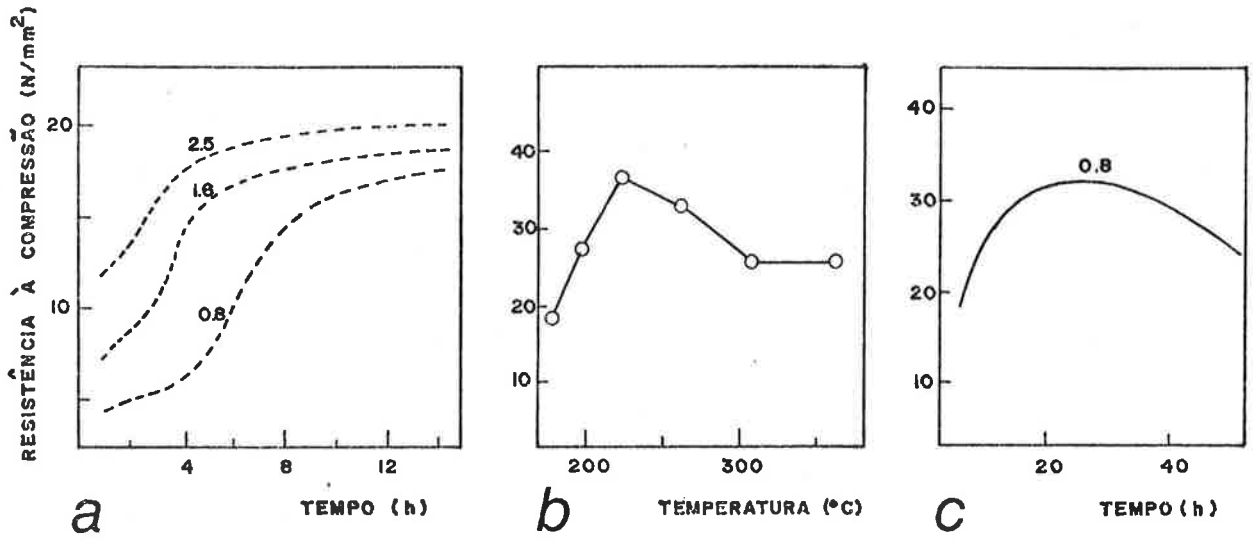


Figura 8 - Efeito das condições de autoclavagem na resistência à compressão dos BSC. Obs. Os números nas curvas 8a e 8b significam a pressão de vapor empregada em N/mm^2.

3.3.3 A RELAÇÃO ENTRE A NATUREZA DO COMPOSTO CIMENTANTE E AS PROPRIEDADES DO BSC

3.3.3.1 A INFLUÊNCIA DO COMPOSTO CIMENTANTE

O desempenho funcional do agente cimentante é afetado principalmente por: tipos de silicatos de cálcio (e suas diversas fases) que o constituem; interrelação entre as formas cristalinas e amorfas existentes; forma dos cristais; a dimensão dos cristais; o esqueleto celular. Assim, é muito difícil correlacionar a natureza do composto cimentante com as propriedades do BSC. Apesar do pouco conhecimento disponível, algumas evidências, já confirmadas por vários pesquisadores, não têm sido contestadas.

Pode-se dizer que as propriedades tecnológicas do BSC que mais dependem da qualidade do agente cimentante são {17} :

i) A resistência a esforços mecânicos, traduzida quase sempre pela resistência à compressão;

ii) A deformação volumétrica com a variação no teor de umidade que geralmente é entendida como a retração na secagem.

3.3.3.2 A RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O COMPOSTO CIMENTANTE

Na década de 50 inúmeros trabalhos foram desenvolvidos para se determinar a relação entre a resistência à compressão do BSC e o tipo do material cimentante. Taylor em "A Review of Autoclaved Calcium Silicates" {33} cita os mais significativos e suas conclusões são a seguir enunciadas.

A formação de α-C_2S hidrato no BSC é reconhecida como a que conduz à menor resistência à compressão. As condições em que se forma são de temperaturas e pressões relativamente baixas (abaixo de 150°C).

A tobermorita - 11Å, normalmente a que existe em maior quantidade nos BSC devido às temperaturas, pressões e tempos de autoclavagem usuais na indústria, vem a seguir em termos de resistência. Como são inúmeras as fases que pode assumir, que se traduzem por estruturas com diferentes estágios de cristalização, é grande a gama de resistências que os produtos com este agente cimentante apresentam.

A xonotlita apesar de possibilitar uma maior resistência que a tobermorita, não é muito comum nos BSC, pois se forma a temperaturas superiores a 200°C e normalmente a partir daquela.

Os silicatos de cálcio que transmitem maior resistência ao BSC são as fases muito bem cristalizadas do C-S-H (I). As fases amorfas do C-S-H- (I) se formam facilmente à temperaturas inferiores a 100°C e, ao contrário, possui resistência inferior à tobermorita. Com a evolução das reações o C-S-H- (I) amorfo pode, ou se cristalizar, ou se transformar em tobermorita-11 Å. A formação desse último composto é de ocorrência mais co-

mum. A evolução do C-S-H (I) amorfo para um ou outro composto é função da relação molar Ca : Si da fase inicial. Everett {45} e Ragsdale & Raynham {46} afirmam que quando exposto à atmosfera, após o tratamento na autoclave, o BSC tende a aumentar lentamente sua resistência e dureza devido à carbonatação dos silicatos de cálcio hidratados.

3.3.3.3 A RELAÇÃO ENTRE A RETRAÇÃO NA SECAGEM E O COMPOSTO CIMENTANTE

Diminuir o potencial de retração na secagem do BSC é de fundamental importância, pois como se verá, esta deformação é causa dos principais problemas patológicos que a ASC apresenta no momento.

Sabe-se {17, 33, 47, 48, 49} que o potencial de retração é função da natureza do material cimentante. A explicação de como se processa a retração na secagem será dada no ítem 3.5.3.

Segundo Noorlander {49} : "Exames petrológicos têm mostrado que o material cimentante nos tijolos sílico-calcários de grande retração é amorfo (coloidal), enquanto que nos de pequena retração ele é cristalizado."

Taylor {33}afirma que: "Os produtos contendo agentes cimentantes gelatinosos tais como C-S-H (I), têm a maior retração na secagem."

Os trabalhos de Bessey {17} e Taylor {33}concluem que a xonotlita e o α-C_2S hidrato apresentam a menor retração na secagem.

A tobermorita situa-se entre os extremos citados e apresenta uma grande diversidade de comportamento que é função dos variados estágios de crescimento dos cristais.

O potencial de retração na secagem pode ser reduzido, por controle do processo de fabricação do BSC. Pyle

{50} cita que após a implantação de um plano de controle na Inglaterra, a retração na secagem média (produtos de todas as indústrias) conseguiu ser reduzida em 18% em 5 anos.

Na Holanda, Noorlander {49} conseguiu apreciável sucesso (Tabela 2) com a adição de pequenas percentagens de caulim à mistura cal-areia. A explicação é que a adição de um silicato de alumínio causa um certo equilíbrio na relação sílica-cal e que provoca uma considerável transformação de tobermorita em xonotlita.

TABELA 2 - EFEITO DA ADIÇÃO DE CAULIM NA RETRAÇÃO DO BSC

Caulim Adicionado % em Peso	Retração mm/m	Redução na Retração comparado com o Controle (em %)
Controle	0,30	0
0,1	0,29	3,3
0,2	0,28	6,7
0,4	0,24	20,0
0,8	0,19	36,7
1,6	0,16	46,6
3,2	0,11	63,4

3.4 REQUISITOS FUNCIONAIS

Na parede de alvenaria resistente o elemento de alvenaria é o constituinte essencial. Isso faz com que os requisitos funcionais para os blocos ou tijolos sejam aqueles que possibilitem construir-se uma parede eficiente, competente.

Os requisitos que por isso são exigidos podem ser assim listados:

i) Resistência a esforços mecânicos. A resistência da parede está fundamentalmente associada com a resistência da unidade de alvenaria. Associa-se ainda a esta resistência a durabi-

lidade da parede frente à agentes agressivos. Deve-se conhecer, basicamente, a resistência à compressão do bloco. O conhecimento da resistência à tração pura e da resistência à tração na flexão dos blocos podem ser interessantes em alguns casos.

ii) Estabilidade Dimensional. A estabilidade dimensional do bloco ou tijolo é o parâmetro indutor do potencial de deformação que a parede irá apresentar. Deve-se conhecer do bloco as deformações lineares (ou volumétricas) devido às variações: térmicas (coeficiente linear de expansão térmica); do conteúdo de umidade (retração na secagem) e com origem em reações químicas do bloco com agentes externos. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são normalmente determinados para o elemento - a parede de alvenaria e não para o bloco individualmente.

iii) Durabilidade. A segurança do edifício de alvenaria estrutural está diretamente relacionada com a integridade das paredes resistentes e a integridade destas com a durabilidade dos seus componentes. Deve-se conhecer o desempenho do bloco face aos inúmeros agentes agressivos.

iv) Resistência ao fogo, resistência à penetração de chuva, isolamento térmico e isolamento acústico. Esses parâmetros, inerentes ao elemento parede e mais corretamente avaliados considerando-se o edifício como um todo, são dependentes de alguns parâmetros físicos do elemento tais como: densidades de massa; densidade aparente; coeficiente de condutibilidade térmica; absorção total.

v) Precisão dimensional. A pequena variabilidade nas dimensões do bloco é um requisito bastante desejável. Isso porque é necessária para obterem-se juntas de espessura constante, prumos e níveis precisos e para permitir a modulação das paredes, característica fundamental da alvenaria estrutural como processo construtivo racionalizado.

vi) Requisitos que maximizem a resistência de aderência da

argamassa. São eles: absorção inicial (sucção); rugosidade da superfície de assentamento e porosidade.

vii) Requisitos de ordem estética. Requisitos importantes para quando as paredes de alvenaria não forem revestidas (aparentes). São eles: côr; forma; textura; perfeição geométrica (sem defeitos visíveis).

A capacidade do bloco sílico-calcário de atender aos requisitos listados será avaliada nos ítens 3.5 a 3.8.

3.5 PROPRIEDADES

Quando se descreverem as principais características do BSC não se fará menção àquelas do produto fabricado no Brasil. Essas, terão um destaque especial e serão descritas no ítem 3.8.

A tecnologia de produção e a pouca variabilidade na composição das matérias primas fazem com que o BSC seja um produto com características relativamente constantes em todos os países onde é fabricado. Assim, citar-se-ão particularidades do BSC produzido em diversos países, que poderão ser comparadas com as do BSC aqui comercializado.

3.5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A alta resistência é inerente aos materiais cujo agente cimentante são silicatos de cálcio. Segundo Bessey {30} em laboratório, já foram obtidos BSC com resistências à compressão superiores a 200 N/mm^2.

Na realidade, os BSC produzidos têm resistências bem menores pois, apesar de ser possível a fabricação em escala industrial de blocos de resistências fantasticamente altas, eles não possuem uso comercial. Além disso, blocos menos resistentes

representam economia, pela redução no conteúdo de cal, pelo menor desgaste do equipamento e menor consumo de combustível.

A capacidade de se fabricar blocos com uma particular resistência à compressão depende: da adequabilidade das matérias primas disponíveis; do maquinário empregado e da operação do processo industrial. No ítem 3.3. foi discutida a influência de todas essas variáveis na resistência à compressão.

Uma característica expressiva do BSC é o baixo coeficiente de variação da resistência à compressão. Isso além de firmar um "conceito de qualidade" do produto, tem implicações econômicas apreciáveis, pois influi na redução da variabilidade de resistências à compressão que as paredes resistentes irão apresentar, o que se traduz em resistências características maiores.

Pyle {50} cita que na Inglaterra, computando-se 49 lotes testados, durante cinco anos, o coeficiente de variação médio do BSC foi de 9,1%.

Outro parâmetro utilizado para verificar a uniformidade da produção industrial é o coeficiente de uniformidade, que é assim definido:

" O coeficiente de uniformidade é a relação entre a resistência à compressão média dos menos resistentes no quantil de 60% de uma amostra e a resistência média de toda a amostra, dado em percentagem."

O coeficiente de uniformidade médio dos mesmos lotes citados por Pyle foi de 94,2%.

Everett {45} afirma que a baixa variabilidade de resistência à compressão obtida com o BSC não é praticável para outros tipos de blocos.

Na Inglaterra, a amplitude de resistências à compressão dos blocos comumente comercializados varia de 14,0 a

27,5 N/mm² {16} . Na Holanda de 15,0 a 35,0 N/mm² {18} . Nos Estados Unidos de 17,0 a 31,0 N/mm² {51}. Na Alemanha Ocidental de 15,0 a 60,0 N/mm² {27}. Na Alemanha Oriental de 15,0 a 25,0 N/mm² {29} e na União Soviética de 7,5 a 20,0 N/mm² {32}.

Na Figura 9, apresentada por Ragsdale & Raynham {46}, tem-se uma noção comparativa da amplitude de resistências do BSC em relação aos outros elementos e materiais utilizados na alvenaria estrutural, na Inglaterra.

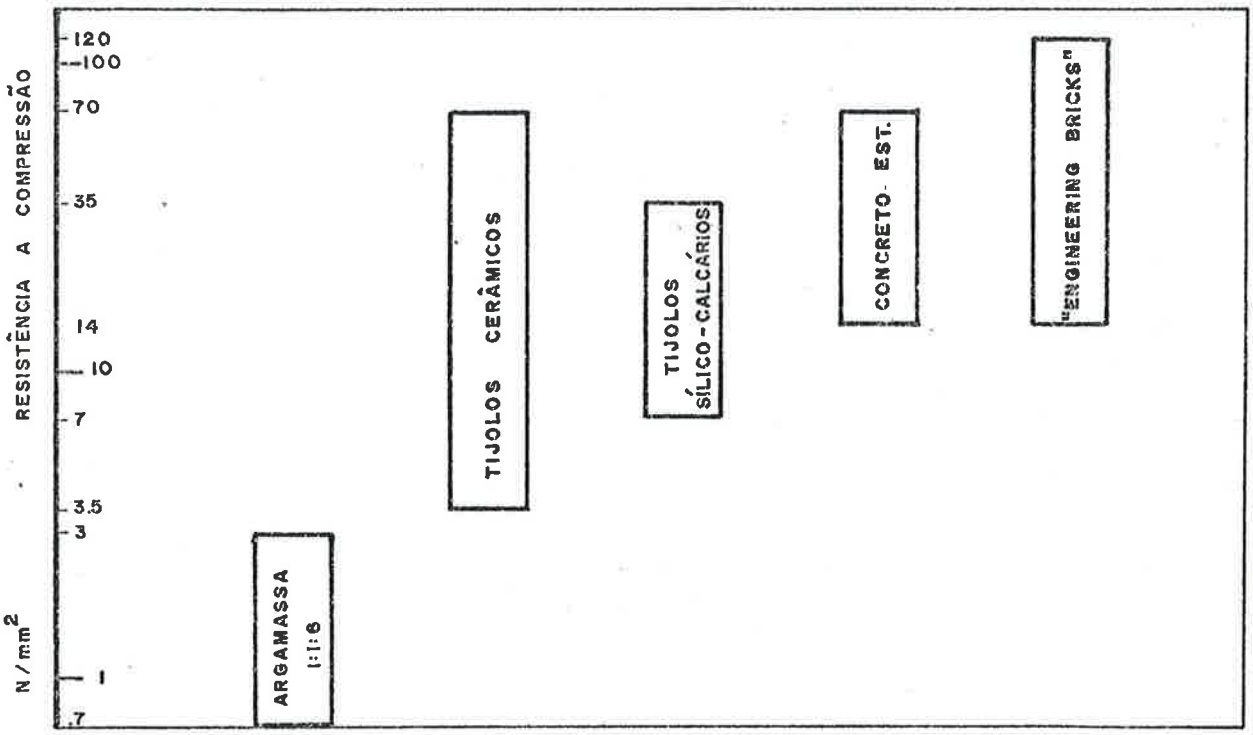


Figura 9 - Amplitude de resistências à compressão de materiais utilizados na alvenaria estrutural {46}.

Na maioria dos usos dos BSC as resistências à compressão normais extrapolam as exigidas no cálculo estrutural. Assim, muitas vezes, a especificação de um ou outro tipo de bloco é feita pelas exigências de durabilidade face às condições ambientais em que ele será empregado. Principalmente nos países com temperaturas de inverno excepcionalmente baixas.

A avaliação da resistência à compressão varia substancialmente de um país para outro. Como ilustração, Klein {18} cita

que a relação entre a resistência à compressão de um corpo de prova saturado (em água fria por 24 horas) e um seco é de 0,67. No ítem 3.7.2 os principais métodos são descritos.

3.5.2 RETRAÇÃO NA SECAGEM

3.5.2.1 CONCEITUAÇÃO

Como será visto nos capítulos 5 e 6, o principal problema patológico da ASC é o estado de fissuração devido a deformações excessivas com origem em movimentos provocados pela variação do conteúdo de umidade da alvenaria. No capítulo 5, será explicado porque, a retração na secagem do BSC (quando restringida) é a causa fundamental da fissuração da parede. Aqui será estudada a deformação livre do bloco.

Essa fenomenologia é pouco conhecida no Brasil pois, a alvenaria de tijolos cerâmicos não apresenta deformações sensíveis. Devido a esse desconhecimento e à importância que a retração na secagem tem para a ASC, far-se-á, inicialmente, uma análise qualitativa deste fenômeno.

Todos os materiais de construção com capacidade de absorver e de liberar água ou vapor de água, variam de volume quando varia o seu conteúdo de umidade. O incremento da quantidade de água produz, em geral, um inchamento do material, enquanto que o decréscimo provoca uma retração do mesmo.

Como normalmente a alvenaria é fabricada com um teor de água muito superior à umidade de equilíbrio com o meio ambiente, há, após a fabricação, uma perda substancial de umidade e em consequência, se dá a retração. Dizemos então, que ocorreu a retração na secagem ("drying shrinkage", na nomenclatura inglesa).

A amplitude desta retração possui limites extensos e varia com o material, com a umidade relativa do ar am-

biente e com o teor de umidade.

Ragsdale & Raynham {46} esquematizaram (figura 10) as amplitudes de variação de retração na secagem (reversível) para diversos materiais entre as condições saturado por imersão em 24 horas e seco em estufa a 105 - 110°C até constância de peso. Everett {45} afirma que na Inglaterra a retração na secagem do BSC apresenta valores intermediários entre os tijolos cerâmicos e de concreto.

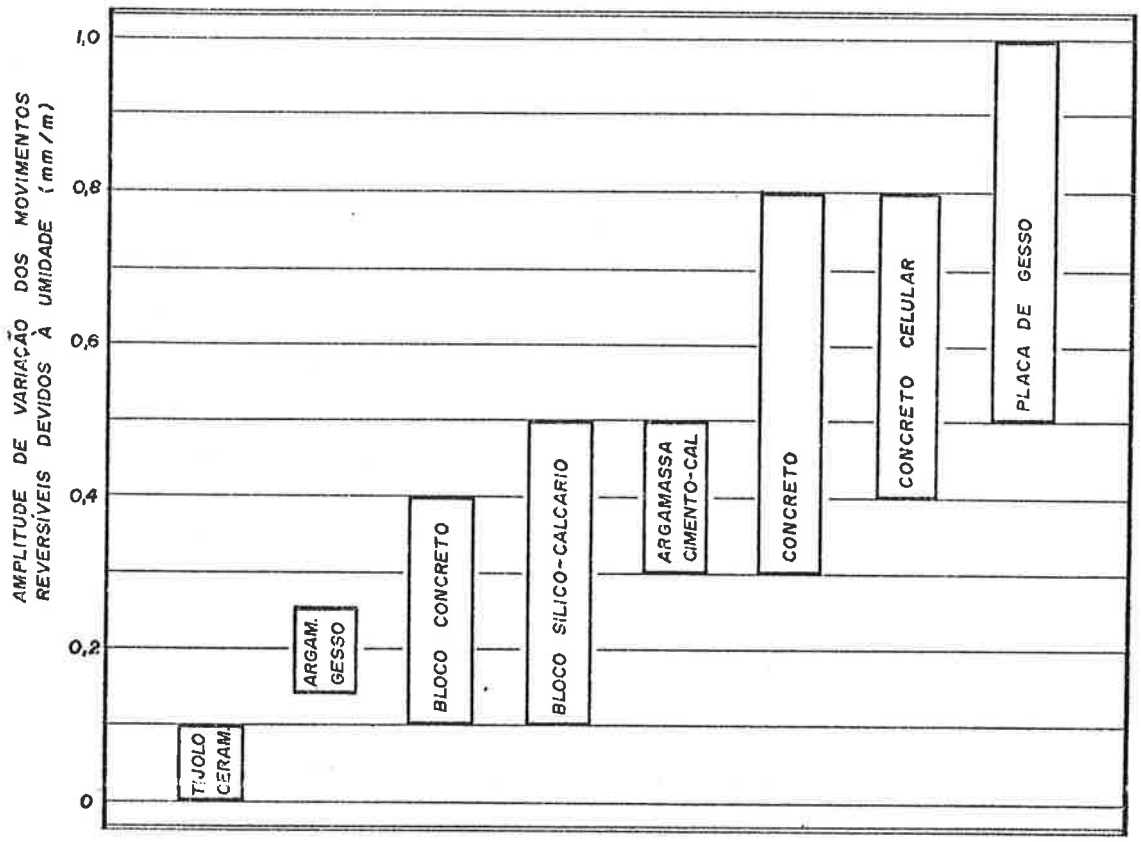


Figura 10 - Amplitude de variação da retração na secagem (reversível) para diversos materiais {46}.

Devemos, inicialmente, distinguir duas diferentes retrações: a retração inicial após a fabricação (ou retração na secagem irreversível) e, a retração que ocorre posteriormente a esta (retração na secagem reversível).

A retração inicial originada após a fabricação úmida do material (no caso de blocos e argamassas), surge

com a diminuição do teor de umidade. Até um determinado ponto, a retração que ocorre é irreversível, ou seja, se re-umidecermos o material até aquela umidade de fabricação (ou superior) não iremos observar qualquer movimento com tendência ao retorno à dimensão original.

A partir deste determinado ponto, com o contínuo secamento até o teor de umidade nulo (obtido com o secamento em estufa a 105 - 110°C até constância de peso) ocorre uma contínua retração, que no entanto, é reversível, ou seja, se reumidecermos o material ele irá expandir até a dimensão que possuía após a retração inicial. A Figura 11, de Pfeffermann { [52] } descreve esquematicamente estes fenômenos. Normalmente o valor da retração inicial é superior ao da retração reversível.

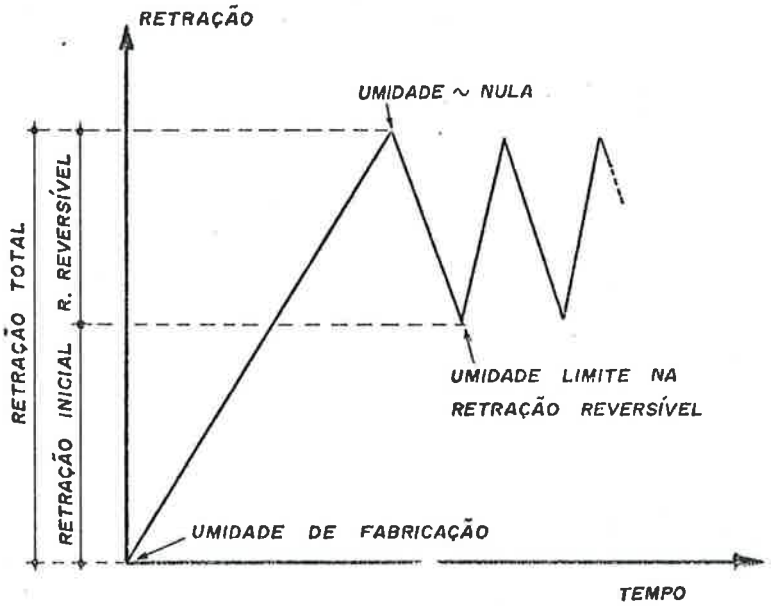


Figura 11 - Esquema representativo do fenômeno das retrações inicial e reversível {[52] }.

3.5.2.2 O MECANISMO DA MUDANÇA DE VOLUME COM A VARIAÇÃO DO CONTEÚDO DE UMIDADE DO BSC

Bessey {[17]}afirma que até a poucos anos as causas da variação do volume com a variação no conteúdo de umidade do BSC eram desconhecidas ou mal compreendidas. Com o trabalho de diversos pesquisadores na Inglaterra e Estados Unidos

criou-se uma teoria que permite explicar o mecanismo da variação dimensional observada. Esta teoria descrita a seguir, está baseada nos trabalhos de Taylor {[33], [53]}, Kalousek {[34], [47]} e Helmuth & Turk {[48]}.

A retração irreversível, que ocorre logo após a fabricação, é ocasionada pela perda de água intra-cristalina ("Interlayer Water"), água esta que não participa da reação química de formação dos compostos ligantes do BSC, e que fica intercalada entre os cristais (geralmente fibrosos) destes compostos. A perda desta água resulta em uma acomodação dos cristais (compactação) e consequente redução do volume de toda a massa.

A retração reversível, diferentemente, é ocasionada pela perda de água intergranular. Os espaços intersticiais entre os grãos de areia (que não reagiram com o hidróxido de cálcio) são chamados de capilares. Estes grãos, unidos entre si pelos compostos ligantes formam o arcabouço do BSC. A água que se insere nos vazios entre os grãos, por força das tensões capilares, tende a separar os grãos. Esta tendência é restringida pela ação do composto ligante. No entanto alguns dos hidrosilicatos de cálcio que constituem esse composto ligante possuem características elásticas quando submetidos àquelas tensões. Ou seja, sob tensão se deformam, retirada a tensão retornam ao estado inicial. Assim, se o agente cimentante, formado na fabricação do bloco, possuir estas características elásticas, as tensões capilares resultantes da umidade intergranular serão capazes de "separar" os grãos e, então ocorre uma expansão no volume do bloco. Com a diminuição do teor desta água advém uma diminuição nas tensões capilares e, portanto, o material retrai.

Para baixos teores de umidade (menores de 2%) um pequeno acréscimo na quantidade de água ocasiona altas tensões capilares e, consequentemente, uma elevada expansão do material. Com um teor intermediário, o acréscimo de água é acompanhado por pequenos acréscimos nas tensões capilares fazendo com que a expansão seja pequena. Quando a umidade tende para a saturação ou seja, os espaços intergranulares tendem a ser totalmente preenchidos, as tensões capilares atingem um máximo e começam a de-

crescer com o acréscimo de mais água. Ocorre então, um outro fenômeno. Simultaneamente os espaços intracristalinos que restaram após a acomodação inicial dos cristais, absorvem água e tendem a se re-expandir. Estas duas forças, que possuem sentidos opostos, se balanceiam e então para altos teores de umidade há um equilíbrio nas tensões e o material permanece dimensionalmente estável.

Se o BSC contiver elevados teores de agentes cimentantes gelatinosos tipo C-S-H (I) ele apresentará elevado potencial de retração na secagem. Se ocorrer a formação de Tobermorita 11 Å os valores de retração serão menores e mais ainda, se se formarem xonotlita ou hidratos do tipo α-C_2S.

Segundo Noorlander {54} a potencialidade de retração do BSC depende ainda da distribuição e dimensão dos poros. De suas pesquisas Noorlander conclui que a maior parte da retração é devida à difusão da água nos poros de menores dimensões. Assim, o potencial de retração na secagem é função, além da natureza do agente cimentante, da granulometria da areia e das condições de prensagem.

3.5 2.3 A AMPLITUDE DA RETRAÇÃO NA SECAGEM DO BSC

A amplitude da retração na secagem depende, além da natureza do composto cimentante e da distribuição dos poros, do teor de umidade do BSC e das condições do ambiente que com maior ou menor intensidade permitam a perda dessa umidade.

A amplitude da retração está portanto associada a valores inicial e final do teor de umidade e às condições atmosféricas e deve, a eles, ser referenciada.

Para efeito comparativo, todas essas variáveis são fixadas por procedimentos laboratoriais. Assim a amplitude de retração dos BSC citada na bibliografia internacional é a obtida em condições específicas de laboratório. Praticamente essas condições restringem-se às da Norma Inglesa BS-187 {26} , que

são aceitas por quase todos os países, e estão descritas no ítem 3.7.3.

Bessey {30} dá a amplitude normal de retrações irreversíveis na secagem do BSC fabricados na Inglaterra como sendo de 0,1 à 0,35 $\frac{mm}{m}$.

Pyle {50} descreve retrações reversíveis de até 0,6 $\frac{mm}{m}$ e cita valores médios de uma ampla amostragem em 0,28 $\frac{mm}{m}$ para blocos de resistência média à compressão de 24 N/mm^2 e de 0,23 $\frac{mm}{m}$ para os de 31 N/mm^2.

Noorlander {49} cita valores médios de 0,3 a 0,39 mm/m, obtidos na Holanda e Reensburg {55} de 0,31 a 0,48 $\frac{mm}{m}$ obtidos na África do Sul.

3.5.3 DEFORMAÇÃO TÉRMICA

O coeficiente linear de expansão térmica do BSC maciço varia de 11 a 18 x 10^{-6} por ^{o}C. Esta amplitude, citada por Pyle {50} foi obtida na Inglaterra pela Building Research Station em uma extensa série de determinações. O valor médio apresentado foi de 14 x 10^{-6} por ^{o}C(0,014 mm/(m.^{o}C). Klein, no mesmo trabalho, cita o valor médio obtido na Holanda como sendo de 11 x 10^{-6} por ^{o}C. O código de prática "Walling" da British Standards Institution {56} admite as amplitude de 11 a 15 x 10^{-6} por ^{o}C no comprimento do BSC e de 14 a 22 x 10^{-6} por ^{o}C na largura.

Aquele valor médio obtido na Inglaterra é superior aos dos tijolos maciços cerâmicos e de concreto obtidos nas mesmas condições: 6 x 10^{-6} e 13 x 10^{-6} por ^{o}C, respectivamente.

3.5.4 DENSIDADE, POROSIDADE E ABSORÇÃO

A densidade real (ou absoluta) ou massa específica real é obtida considerando-se o volume real, ou seja, o volume

ocupado pelos materiais constituintes eliminando-se o total de vazios existentes (fechados, capilares e das perfurações).

A densidade aparente ("Bulk Density" na terminologia inglesa) ou massa específica aparente, é definida em função do volume aparente, ou seja o volume ocupado pelo bloco , que engloba os volumes dos vazios fechados; dos vazios abertos (são os acessíveis do exterior, também chamados de poros abertos ou simplesmente poros) e das perfurações ou ocos.

A densidade da massa ou massa específica aparente da parte sólida é a densidade aparente obtida com a não consideração do volume das perfurações. Confunde-se com a densidade aparente nos blocos e tijolos maciços (ou sólidos).

A estes conceitos associam-se ainda: compacidade; porosidade total; porosidade aparente e coeficiente de vazios, assim definidos (em percentagem):

$$P_t = \frac{V_f + V_a}{V_m} .100 = \text{porosidade total} \qquad (3.1)$$

$$P_a = \frac{V_a}{V_m} .100 = \text{porosidade aparente} \qquad (3.2)$$

$$C = \frac{V_r}{V} .100 = \text{compacidade} \qquad (3.3)$$

$$I = \frac{V - V_r}{V} . 100 = \text{coeficiente de vazios} \qquad (3.4)$$

Onde: V_m = Volume aparente da parte sólida

V_r = volume real

V_a = volume dos poros abertos

V_f = volume dos poros fechados

V = volume aparente = $V_r + V_a + V_f + V_p$

V_p = volume das perfurações

A densidade real do BSC é relativamente constante devido as características pouco variáveis das matérias primas. É de cerca de 2,5 a 2,7 kg/dm³.

A densidade de massa do BSC é função do grau de compactação a que o bloco está sujeito na operação de prensagem. Varia de 1,6 a 2,1 kg/dm³ {32} .

A densidade aparente para os blocos de uso na ASC (maciços e perfurados) varia de 1,0 a 2,0 kg/dm³.

A velocidade de penetração de líquidos em um sólido poroso é função da dimensão e disposição dos poros e da viscosidade e tensão superficial do líquido. O volume de líquido absorvido é função da quantidade e distribuição no sólido dos poros, e dos procedimentos adotados para se determinar aquele volume.

Assim a sucção inicial de água por um elemento da alvenaria é função basicamente da dimensão e disposição dos poros superficiais. Esta propriedade é importante porque a aderência bloco-argamassa está diretamente relacionada com ela e não com a absorção potencial do bloco, como correntemente se imagina. No ítem 3.7.4 será visto como esta variável pode ser determinada.

O conhecimento do potencial de absorção é necessário para se poder avaliar a durabilidade frente à ações de congelamento e à penetração de umidade através de paredes exteriores.

O volume de água absorvido em percentagem ou absorção depende do procedimento de ensaio. Comumente se define a absorção por imersão em água fria por 24 horas (α_{24}) e a absorção por imersão em água em ebulição por 5 horas. Diz-se que a absorção é total (α_t) quando esta última for feita em sequência àquela. O coeficiente de saturação é definido pela expressão:

$$S = \frac{\alpha_{24}}{\alpha_t} \cdot 100 = \text{coeficiente de saturação} \qquad (3.5)$$

A sucção do BSC, segundo o método europeu varia entre 5 a 50 g/dm^2/min {[11]} sendo usualmente de cerca de 20 g/dm^2 / min que corresponde a um IRA 35 (ver 3.7.4) em um bloco maciço. Este valor médio é superior a amplitude usual dos blocos cerâmicos.

Este comportamento diferenciado é explicado pela variação nas dimensões dos poros de um e de outro bloco. Segundo dados colhidos por G.W. Mack e citados por Whiteley et al.{ [57] } enquanto que nos blocos cerâmicos há uma grande concentração (95%) de poros superiores a 1 µm (86% de 1 a 100 µm e 9% superiores a 100 µm), nos BSC de mesma porosidade total (média de 28,5%, em volume) 42% dos poros possuem diâmetros inferiores a 1µm, 41% entre 1 e 100µm e 17% superiores a 100µm. A alta concentração de poros de pequeno diâmetro nos BSC faz com que apresentem maior velocidade de sucção.

A absorção total do BSC varia com a densidade aparente e é comparável a de outras unidades de alvenaria {[58]} e varia segundo Bessey {[59]} entre 10 e 18% com amplitudes extremas de 8 a 29%. Robert {[29]} cita valores de absorção total entre 11,7 e 20,9 para BSC com densidades aparente entre 1,83 e 1,61 kg/dm^3, respectivamente. Resultados de ensaios realizados por um período de 5 anos na Inglaterra apresentaram um valor médio de 14,9% para uma densidade aparente média de 1,80 kg/dm^3 {[50]}.

3.5.5 FORMATO, DIMENSÕES, TEXTURA E COR

Formato e dimensões precisas são características inerentes a este elemento de alvenaria. Sendo o BSC moldado sob altíssimas pressões em formas metálicas precisas e curado por um processo que não provoca mudanças significativas nas suas dimensões, não há, na verdade, dificuldades em se obter esta exatidão dimensional.

O formato do BSC é sempre paralelepipedal. As arestas e os vértices são normalmente bem pronunciados, sem imperfeições e em ângulo aguçado.

As dimensões variam de país para país mas geralmente correspondem a três formatos básicos: a do tijolo tradicional; de blocos pequenos, de dimensões e perfurações tais que pela sua massa (máximo 8 kg) possam ser seguros com uma única mão e blocos grandes, vazados, que precisam ser seguros com ambas as maõs, e que por sua baixa resistência à compressão não são empregados em paredes resistentes.

Os de formato do tijolo tradicional (é o único tipo fabricado na Inglaterra e Estados Unidos) são geralmente maciços ou em alguns casos têm perfurações perpendiculares à face de assentamento, que em área não ultrapassam 25% da área daquela face.

Os blocos pequenos são na maioria das vezes perfurados ou então maciços. As perfurações em volume, não ultrapassam 50% do volume do bloco.

A textura do bloco é normalmente lisa nas faces laterais e um pouco áspera nas faces de assentamento (para melhorar a aderência). Na Inglaterra, Canadá e Estados Unidos, por motivos estéticos, fabricam-se tijolos com faces laterais rugosas. Pela sua textura lisa, as faces laterais possuem uma menor sucção de água que as faces de assentamento.

A cor do tijolo é branca ou bege claro devido a formação dos hidrosilicatos de cálcio de cor branca. Em alguns países são adicionados pigmentos de óxidos metálicos de maneira a obter-se qualquer cor pastel exigida pelo mercado consumidor. As superfícies são normalmente refletivas e, quando aparentes minimizam a absorção da radiação solar pela alvenaria. Uma particularidade é que quando molhado, o BSC adquire tons mais escuros. Este efeito, devido a perda de múltiplos caracteres refletivos quando os poros da superfície estão cheios de água, é temporário.

Segundo Bessey {30} , a uniformidade de cor, dimensão e formato faz com que a aparência do BSC tenda a monotonia quando a alvenaria for aparente. A solução é o uso de blocos de faces rugosas, com irregularidades ou de várias cores, formando

desenhos diversos

3.5.6 DURABILIDADE

Existe em outros países o conceito de que quando exposto à maioria dos agentes agressivos, o BSC apresenta uma durabilidade semelhante (e as vezes melhor) em comparação com os blocos cerâmicos e de concreto de igual resistência à compressão. Na Inglaterra o BSC é considerado de "durabilidade satisfatória" {45} para uma vida útil esperada de no mínimo 50 anos.

Quanto à resistência à ação deletéria da água e a ciclos de congelamento e degelo já em 1931 MacMurdie {60} recomendava que, face ao excelente desempenho do BSC não havia razão para continuar com exigências de absorção máxima permissível pois mesmo quando totalmente saturado não apresentava problemas ao ser submetido a ensaios específicos, pelo contrário, muitos dos BSC chegaram a apresentar um aumento na resistência à compressão após os testes. Em 1938 tais conclusões foram corroboras por McBurney & Eberle {61}.

Bessey{62} após testes de durabilidade de longa duração (20 a 30 anos) concluiu que ..." os BSC de resistência à compressão elevada (superior a 20 N/mm^2) apresentam uma resistência à ação da água comparável a de outros elementos de alvenaria conhecidos por possuírem alta durabilidade". No mesmo trabalho conclui que quando totalmente enterrados em solos com baixo teor de sulfatos e não drenados o BSC sofre um decréscimo substancial na resistência à compressão nos primeiros 10 anos e uma pequena perda adicional entre os 10 e 20 anos. Para evitar problemas patológicos em estruturas de fundações, Bessey sugere a adoção (conforme recomendação da BS -187 {26}) de BSC de grande resistência à compressão. Em outro trabalho {30}Bessey explicita que quando submetido à condição de umidade constante, o BSC deve apresentar uma resistência mínima de 14 N/mm^2.

Segundo Pyle{50}: "A reputação dos BSC quanto à dura

bilidade é alta". Afirma porém, que o BSC é notavelmente suscetível a ação da névoa marinha. Esta leva a uma acumulação de sais na superfície do BSC que ao se recristalizarem continuadamente provocam erosão superficial. Também em atmosferas pesadamente poluídas, por efeito de sulfatos, pode ocorrer descamação superficial após 20 a 30 anos sob condições absolutamente adversas.

Por outro lado, os efeitos da cristalização de sais solúveis (eflorescência), tão prejudiciais para os tijolos cerâmicos não afetam o BSC, pois este normalmente não contém sais solúveis [45,50,58,59].

Oppermann[63] em extensivo programa de ensaios submeteu o BSC aos mais comuns agentes químicos e concluiu que dentre outros, os seguintes agentes não causam dano ao BSC: cloreto de magnésio; sulfato de sódio; nitrato de sódio; água oxigenada; amoníaco líquido; óleos minerais. Causam danos severos: soda cáustica concentrada; ácido clorídrico, e principalmente, ácido acético concentrados.

Segundo os ingleses [45, 58] o dióxido de enxofre ataca o agente cimentante do BSC provocando a decomposição dos hidrosilicatos de cálcio em sulfato de cálcio e sílica hidratada. Por isso, recomendam que o BSC não seja empregado onde haja a possibilidade de contato direto com águas residuais (esgoto) ou em ar úmido e que contenha, em níveis elevados, o dióxido de enxofre.

A carbonatação do BSC ocasionada pela reação com o dióxido de carbono da atmosfera ocorre lentamente e aumenta a resistência do BSC. No entanto, causa o efeito indesejável da retração por carbonatação [58], de baixa amplitude, mas que pode induzir fissuras prejudiciais (ver 5.7).

A resistência ao fogo é boa, comparada com a de outros materiais. Segundo Bessey [17,30] e Everett [45] o BSC tem sido usado com sucesso em chaminés e em outros locais onde se exigem qualidade refratárias moderadas. No entanto, Vorobyev [32] desaconselha o seu emprego em lareiras ou em fornos, pois o BSC

não resiste ao calor contínuo que provoca a sua desintegração pela desidratação dos hidrosilicatos de cálcio.

3.5.7 OUTRAS CARACTERÍSTICAS

O módulo de deformação (elasticidade) é variável com a resistência à compressão do BSC. Enquanto que o bloco cerâmico guarda uma relação aproximadamente constante: $E_{cer} = 300\ f_c$, o mesmo não ocorre com o BSC.

Não há na bibliografia muitas referências ao módulo de deformação do BSC. Geralmente são citados módulos da parede resistente construída com BSC.

Röbert {29}fala numa amplitude extensa para o módulo de deformação secante. De 4900 a 19600 N/mm^2 . De qualquer maneira sempre maior que do bloco cerâmico de resistência à compressão semelhante {50}.

Pyle {50} cita o módulo de um bloco fabricado na União Soviética como sendo 9800 N/mm^2 .

Röbert {29} afirma que a relação entre o módulo estático e o módulo dinâmico do BSC varia de 1,1 a 1,2.

O módulo de ruptura na flexão ou resistência à tração na flexão do BSC, segundo Hilsdorf {64} é de cerca de 20% da resistência à compressão e segundo Mc Burney & Eberle {61} varia entre 10 e 23%. Bessey {59} cita uma amplitude usual entre 1,4 a 4,5 N/mm^2 . A especificação americana C-73 {51}limita o mínimo módulo para o BSC em 3 N/mm^2 para blocos com resistência à compressão mínima de 17 N/mm^2 e de 4 N/mm^2 para os de resistência 31 N/mm^2.

A condutividade térmica do BSC maciço de acordo com Bessey {30} varia entre 1,1 a 1,6 W/(mK), e segundo Röbert {29 } entre 0,85 a 1,05 W/(mK). Para os blocos perfurados, na Alemanha, Röbert {29} dá valores de 0,56 e 0,70 W/(mK) respectivamente para

BSC com densidade 1,2 e 1,4 kg/dm³. Vorobyev {32} cita valores de 0,81 a 0,87 W/mK para BSC com densidade de 1,8 a 1,9 Kg/dm³.

Segundo Everett {45} a resistência à abrasão varia bastante, normalmente no mesmo sentido que a resistência à compressão. Os blocos mais resistentes à abrasão são adequados para o emprego em pavimentação.

Na Tabela 3, as propriedades mais importantes do tijolo sílico-calcário são comparadas com os tijolos cerâmicos e com tijolos maciços de concreto utilizados na alvenaria estrutural na Inglaterra, segundo Bessey {30} .

TABELA 3 - Propriedades dos Tijolos Empregados na Alvenaria Estrutural {30}

Propriedade	Tijolos Sílico-Calcários	Tijolos Cerâmicos	Tijolos de Concreto
Resistência à Compressão (N/mm^2)	10-55	10-60	7-50
Retração na Secagem (Percentagem do Comprimento)	0,01 0,035	0,00 0,015 *	0.02 0,05
Condutividade Térmica (W/mK)	1,1 - 1,6	0,7 - 1,3	1,0 - 1,7
Durabilidade sob Condições Severas de Exposição (Naturais)	Boa à Moderada **	Excelente à Muito Pobre	Boa à Pobre
Resistência ao Fogo	Boa	Muito Boa à Moderada	Boa à Pobre **
Propriedades que Afetam o Assentamento e o Revestimento	Boa	Boa à Pobre **	Boa
Risco de Eflorescências	Nenhuma	De Nenhum à Severo Muito Comum	Nenhum à Leve **
Densidade (kg/dm³)	1,6 - 2,1	1,4 - 2,4	1,7 - 2,2

Obs. * - Tijolos cerâmicos apresentam uma pequena mas progressiva expansão;

** - Varia com o tipo e qualidade do tijolo.

3.6 ESPECIFICAÇÕES

3.6.1 A NORMALIZAÇÃO DO BSC

Os tijolos e blocos sílico-calcários são especificados em normas nos países onde são fabricados (com exceção do Brasil). Como a tecnologia disponível para a fabricação do BSC nos países ocidentais ou é inglesa ou alemã, as normas dos outros países tiveram uma ou outra origem. Excessão a isto são as normas americana e holandesa que datam do primeiro quarto do século.

Assim far-se-á referência às normas desses países que são:

- Inglaterra — BS-187 (1978) Especificações para Tijolos Sílico-Calcários {[26]};
  DD-59 (1978) Tijolos Sílico-Calcários com Dimensões Modulares {[65]};

- Alemanha Ocidental — DIN-106 (1980) Parte 1 - Tijolos Sílico-Calcários - Tijolos Sólidos, Tijolos Perfurados, Blocos Sólidos, Blocos Vazados {[27]} ;
  DIN-106 (1980) Parte 2 - Tijolos Sílico-Calcários - Tijolos para Uso Externo e Aparente {[27]} ;

- Alemanha Oriental — TGL-9809 - Tijolos Sílico-Calcários;

- Estados Unidos — ASTM-C-73 (1975) Especificações para Tijolos Sílico-Calcários de Uso Aparente {[51]} ;

- Holanda — NEN 522 (1938) - Tijolos Sílico-Calcários, Definição e Especificações;
  NEN-523 (1938) - Tijolos Sílico-Calcários, Emprego e Ensaios Experimentais.

Os dados das especificações da Alemanha Oriental e

Holanda foram retirados dos trabalhos de Röbert {[29]} e Klein {[18]} respectivamente.

Outras normas , que não serão citadas, mas podem ser uma boa referência para o estudo do BSC são: Austrália - SAA A-91 (1967); Canadá CSA-A82.3; Índia IS 4129 (1979); África do Sul SABS 285 (1951); Checoslovaquia - CNS 72 2632 (1980); União Soviética - GOST 379 (1953).

As normas trazem sempre exigências quanto às resistências à compressão e às dimensões. Algumas incluem exigências referentes a uma ou mais das seguintes propriedades: retração na secagem; densidade; módulo de ruptura e resistência ao congelamento. Especificamente a norma inglesa faz exigência quanto à retração na secagem; as normas alemãs quanto à densidade e à resistência ao congelamento (só para tijolos de uso exterior) e a norma americana quanto ao módulo de ruptura.

Para o Brasil, a norma DIN-106 tem grande importância porque o BSC aqui fabricado utiliza tecnologia alemã e o produto foi projetado para poder cumprir as exigências desta norma. No entanto, as normas de cálculo estrutural mais utilizadas são as inglesas o que implica na importância também da BS-187.

3.6.2 FORMATOS E DIMENSÕES

As dimensões e os desvios admitidos para os tijolos fabricados na Inglaterra e Estados Unidos (e também Canadá) estão na Tabela 4. Nestes países só são fabricados tijolos sólidos (ou maciços). Na definição de tijolo sólido admitem-se perfurações, desde que sejam perpendiculares a face de assentamento e não excedam em: 25% em volume em relação ao volume do tijolo, além de outros requisitos (Inglaterra) {[66]} e 25% em área em relação à área da face de assentamento (Estados Unidos) {[3]} . A dimensão nominal inclui a espessura da junta. Everett {[45]} cita que o tijolo " Imperial" (módulo de $4\frac{1}{2}$ pol.) é também muito fabricado com altura não padronizada de 73 mm.

Na Inglaterra já estão padronizados tijolos com dimensões que atendem à modulação métrica (módulo de 10 cm){65}. Apesar de normalizado, este tijolo é pouco utilizado {45}, devido a grande tradição de uso do tijolo "Imperial". Aqueles tijolos têm comprimento de 190 ou 290 mm, largura de 90 mm e alturas de 65 ou 90 mm. Os desvios admitidos são de ± 2mm nas dimensões 65 e 90 mm e de + 2 e - 3mm nas demais.

Na Holanda o tijolo estandardizado possui 214 x 102 x 55 mm (comprimento x largura x altura) com desvios máximos de ± 3 mm. No entanto, são fabricados tijolos com a mesma área de assentamento mas com alturas (em número de 5) variando de 38 a 114 mm. São ainda fabricados blocos de altura invariável de 240 mm, com - primento de 320 ou 450 mm e larguras de 214, 150 ou 102 mm. Na União Soviética {32} o tijolo standard tem 250 x 120 x 65 mm e na Suíça {67} 250 x 120 (ou 150 ou 180) x 135 mm.

Na Alemanha os tijolos e blocos empregados na ASC têm dimensões relacionadas na Tabela 5. São ou maciços (KSV - Kalksand-Volstein) ou perfurados (KSL - Kalksand-Lochstein). Não foram relacionados os blocos vazados de grandes dimensões (Kalk sand-Hohlblock-Steine-KSHbl), pois não têm emprego na ASC.

TABELA 4 - Dimensões Padronizadas do Tijolo Sílico-Calcário na Inglaterra e nos Estados Unidos. (mm)

Dimensões		Inglaterra (Módulo 4 1/2")	Estados Unidos (Módulo 4")
Nominal	Comprimento	225	200
	Largura	112,5	100
	Altura	75	67
Real	Comprimento	215 (+ 2; -3)	190 ± 3,2
	Largura	102,5 (+2,5; -1,5)	90 ± 3,2
	Altura	65 (± 2)	57 ± 3,2

TABELA 5 - Dimensões Padronizadas na Alemanha (em mm)
Segundo DIN 106 {[27]}

	Tipo	Comprimento	Largura	Altura
Básicos	DF	240	115 (1/2)	52 (1/4)
	NF	240	115	71 (1/3)
	2 DF	240	115	113 (1/2)
	3 DF	240	175 (3/4)	113
Especiais	4 DF	240	240 (1)	113
	5 DF	240	300 (1 1/4)	113
	6 DF	240	365 (1 1/2)	113

A modulação do bloco alemão é chamado por Neufert (citado por Butterworth et al. {[68]}) de octamétrica e é baseada em um módulo de 125 mm (um metro contém 8 módulos, daí o nome). Na Tabela 5 os números entre parênteses indicam as frações do comprimento nominal (2 módulos - 250 mm) que cada dimensão representa quando a espessura da junta de argamassa é somada à dimensão real. DF é abreviatura de "Dunnformat (formato delgado)" e NF de "Normalformat (formato padrão)".

Os máximos desvios dimensionais admissíveis para os blocos que serão revestidos são: valor individual ±3 mm; valor médio ±2 mm. Para os blocos aparentes: individual ±2 mm; valor médio ±1 mm.

Na Figura 12 tem-se representadas as características do BSC-DIN 106.

3.6.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Na Inglaterra e na Alemanha Ocidental o BSC é classificado em categorias segundo sua resistência à compressão. A norma inglesa BS-187 {[26]} define as classes em função de dois parâme

tros: resistência média mínima (de 10 corpos de prova) e limite inferior predizível para a resistência à compressão (ver 3.7.2). A norma alemã DIN-106 {27} define-as pela resistência média mínima (de 6 corpos de prova) e resistência individual mínima. As categorias existentes nos dois países não devem ser comparadas, pois as condições de ensaio são diferentes (ver 3.7.2).

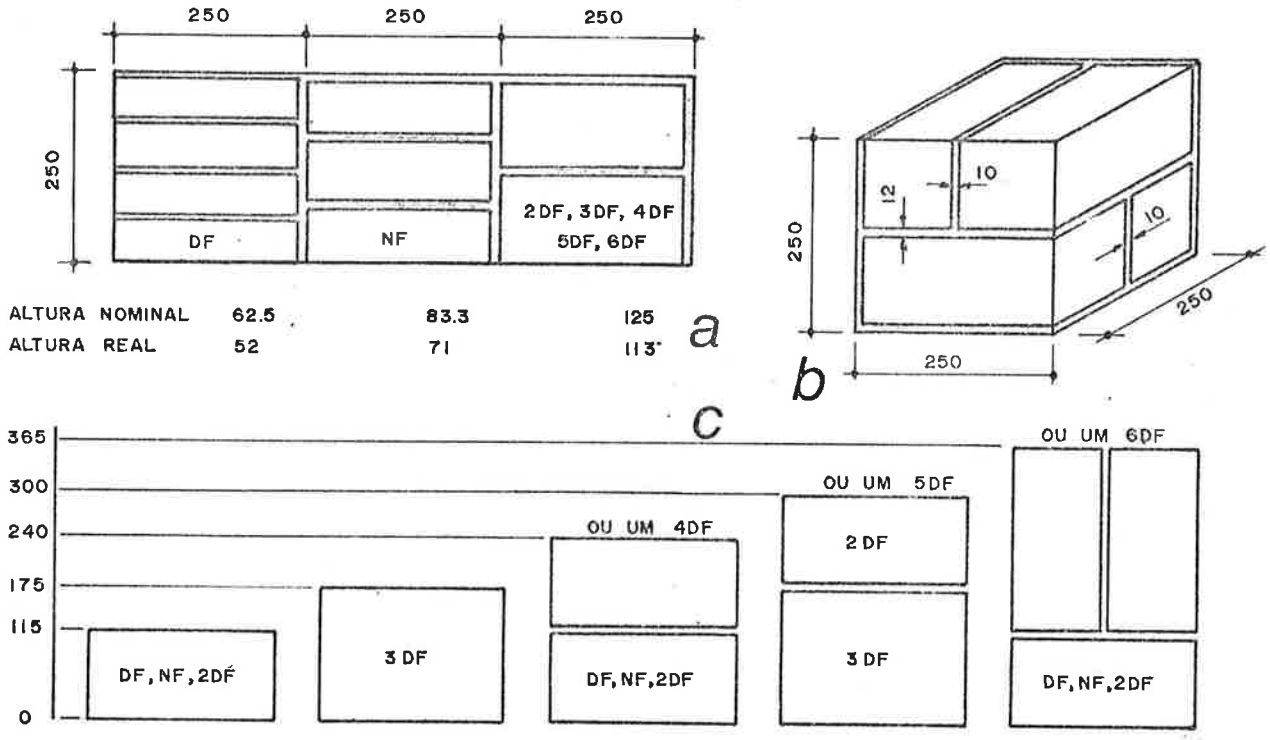


Figura 12 - Modulação do BSC-DIN-106: 12a - Modulação em Altura e Comprimento; 12b - Módulo tridimensional do bloco 2 DF e espessuras das juntas; 12c - Espessuras modulares de paredes. Obs. - Dimensões em mm.

As classificações prescritas pelas normas citadas estão transcritas nas Tabelas 6 e 7. Deve-se observar que as classes 4, 6 e 8 não são especificadas na norma DIN-106, Parte 2 (BSC para Uso Exterior), ou seja, para este fim exige-se pelos menos BSC de classe 12.

Nos Estados Unidos são normalizados dois tipos de bloco. O de classe SW ("Severe Weather") - indicado para emprego em local exposto à temperaturas abaixo da de congelamento e em

presença de umidade; e o de classe MW ("Moderate Weather") - também indicado para locais sujeitos às mesmas condições de temperatura, mas sem possibilidade de ser saturado por água. As mínimas resistências à compressão exigidas são de: classe SW - 31 N/mm^2 (valor médio de 5 tijolos) e 24 N/mm^2 (valor individual); classe MW - 17 N/mm^2 (valor médio de 5 tijolos) e 13 N/mm^2 (valor individual).

TABELA 6 - Classes de Resistência à Compressão Segundo BS-187 {26}, em N/mm^2

Emprego	Classe	Resistência à Compressão Mínima		Marca de Identificação do Lote por Cor
		Valor Médio	Valor do Limite Inferior Predizível	
P/Alvenaria Estrutural ou Aparente	7	48,5	40,5	Verde
	6	41,5	34,5	Azul
	5	34,5	28,5	Amarelo
	4	27,5	21,5	Vermelho
	3	20,5	15,5	Preto
p/Alvenaria Aparente ou Uso Comum	2	14,0	10,0	-

Obs.: A resistência à compressão utilizada em projeto é uma das resistências à compressão médias.

TABELA 7 - Classes de Resistência à Compressão Segundo DIN-106 Parte 1 {27}

Classe de Resistência à Compressão	Resistência à Compressão (em N/mm^2)	
	Valor Médio	Mínimo Valor Individual
4	5	4
6	7,5	6
8	10	8
12	15	12
20	25	20
28	35	28
36	45	36
48	60	48
60	75	60

Na Holanda são três as categorias de BSC em função da resistência mínima à compressão: comuns - 15 N/mm^2; "Klinker"- 25 N/mm^2 e "Blue-Klinker" 35 N/mm^2.

Na Alemanha Oriental são também três as categorias segundo a resistências à compressão mínima: de 10, 15 e 25 N/mm^2.

3.6.4 DENSIDADE APARENTE

A norma alemã DIN-106 {27} classifica os BSC em classes não só segundo a resistência à compressão que apresentam, mas também de acordo com a sua densidade aparente. A justificativa é de que este parâmetro é de conhecimento essencial para determinar-se a competência das paredes de alvenaria frente às exigências de isolamento termo-acústico. A classificação segundo tal norma está reproduzida na Tabela 8.

TABELA 8 - Classes de Densidade Aparente Segundo DIN-106, Parte 2 {27}

Classe de Densidade Aparente	Valor Médio de Densidade Aparente (em kg/dm^3)
1,0	0,81 a 1,00
1,2	1,01 a 1,20
1,4	1,21 a 1,40
1,6	1,41 a 1,60
1,8	1,61 a 1,80
2,0	1,81 a 2,00
2,2	2,01 a 2,20

A norma alemã (oriental) TGL 9809 classifica os blocos em três classes: 1,20 e 1,40 (blocos tipo KSL) e 2,00 (blocos tipo KSV).

3.6.5 RETRAÇÃO NA SECAGEM

Dentre as normas referenciadas apenas a BS-187 {26} especifica valor máximo para a retração na secagem. Quando ensaiado segundo o método recomendado o BSC deve apresentar retração máxima de 0,040%. As edições anteriores da BS-187, especificamente a de 1970 (citada em {58}), apresentavam limites mais rigorosos: 0,025% para as classes 4 a 7 e 0,025 ou 0,035% para as classes 2 e 3 em função do uso e do tipo de argamassa utilizada. Com o aperfeiçoamento dos códigos de construção (CP-3 e CP-121) a exigência pode ser abrandada.

3.6.6 MÓDULO DE RUPTURA

A limitação inferior do módulo de ruptura é exigência apenas da norma americana - ASTM C73. Os valores mínimos especificados são: classe SW - 4 N/mm^2 (valor médio de 5 tijolos) e 3 N/mm^2 (valor individual) e classe MW - 3 N/mm^2 (valor médio de 5 tijolos) e 2 N/mm^2 (valor individual).

3.7 ENSAIOS DE AVALIAÇÃO

3.7.1 CLASSIFICAÇÃO

O estudo dos ensaios utilizados em outros países para a mensuração das propriedades dos blocos empregados na alvenaria estrutural justifica-se pelos seguintes aspectos: poder avaliar corretamente os valores especificados em normas e como são obtidos; verificar como tais valores se interrelacionam quando provenientes de normas de diferentes países; obter conhecimentos para futura normalização no Brasil de métodos de ensaios compatíveis com os produtos aqui fabricados.

Os ensaios podem ser subdivididos em: i) Ensaios de recebimento - verificação da qualidade do produto entregue ao consumidor; ii) Ensaios de controle de qualidade - continuamente na linha de produção, pelo fabricante e, iii) Ensaios de caracterização - executados uma vez quando do lançamento do produto ou quando as suas características forem modificadas por alterações no processo produtivo.

A frequência com que os dois primeiros tipos de ensaio são feitos é bastante variável. Depende, entre outros fatores, do tipo de unidade de alvenaria pois a frequência é função da regularidade da produção, inerente ao processo de fabricação. Pelas suas características de produção, o BSC exige a mais baixa frequência de ensaios de avaliação quando comparado com o bloco cerâmico e o bloco de concreto.

O autor acredita que para o BSC devam ser executados os seguintes ensaios:

i) Ensaios de Recebimento - resistência à compressão, dimensões e sucção (índice de absorção inicial). Para grandes lotes (superior a um milhão de blocos) também o de retração na secagem e densidade;

ii) Ensaios de Controle de Qualidade - resistência à compressão, dimensões e retração na secagem (com frequências de amostragem diferentes);

iii) Ensaios de Caracterização - absorção, módulo de deformação, resistência à tração na flexão (módulo de ruptura), resistência à tração (pura), condutividade térmica, estabilidade térmica e coeficiente de expansão térmica.

Em função da sua importância serão obordados os ensaios: resistência à compressão; retração na secagem; sucção e dimensões.

3.7.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As condições de ensaio para a determinação da resistência à compressão dos BSC variam de país para país. Na Tabela 9 são apresentadas as principais particularidades dos ensaios na Alemanha (DIN-106 {27}), Inglaterra (BS-187 {26}) e Estados Unidos (ASTM C67 {69}). Os três métodos definem a resistência à compressão do BSC (valor individual) como:

$$f_b = \frac{F_b}{A_b} \quad \text{onde} \qquad (3.6)$$

f_b = resistência à compressão, em (N/mm^2) com precisão até 0,1 N/mm^2

F_b = carga máxima, em N, indicada na máquina de teste

A_b = área bruta da menor das duas superfícies de assentamento (que é também a superfície perpendicular à aplicação da carga), em mm^2. (Na ASTM C-67, A_b = média das áreas brutas das duas superfícies).

Os formatos NF e DF, segundo a DIN-106 devem ser partidos ao meio e as metades resultantes são colocadas uma sobre a

outra em sentidos opostos. Segundo a ASTM C-67, o tijolo deve ser também partido ao meio, no sentido do comprimento, sendo que apenas uma das metades é ensaiada. Os blocos, segundo as três normas, e também o tijolo na norma inglesa, devem ser ensaiados inteiros.

TABELA 9 - Condições de Ensaio para Determinação da Resistência à Compressão do BSC

Norma	Nº de CP	Condicionamento do Corpo de Prova-CP	Material Utilizado para Distribuir Uniformemente a Carga	Velocidade de Aplicação da Carga
BS-187	10	Submersão em água a 20°C ± 5°C por 18 ± 2 horas.	Chapa de madeira compensada de 4 mm de espessura nominal.	Inicialmente 0,6 N/mm²p/Segundo até a metade da máxima carga esperada. Daí 0,3 N/mm²p/segundo até a ruptura.
DIN-106	6	Umidade natural. Se < 6% secar à temp. < 60°C até umidade 2 a 4%.	Nenhum. Remover apenas as rebarbas.	0,5 a 0,6 N/mm²por segundo.
ASTM-C 67	5	Secagem em estufa à 105-110°C até constância de peso.	Capeamento com gesso ou enxofre em ambas as superfícies.	Adequada (?) até 50% da carga de ruptura esperada e daí uniformemente de maneira a atingir-se a ruptura em 1 a 2 minutos.

A BS-187 define um outro parâmetro para se avaliar a resistência à compressão de um lote do qual se ensaia uma amostra de 10 exemplares. É o chamado limite inferior predizível - ("Predicted Lower Limit") e é conceituado como:

"O valor abaixo do qual a resistência à compressão média de uma amostra retirada do mesmo lote da amostra testada tem uma probabilidade de ocorrência de aproximadamente 1 para 40".

Para amostras de 10 exemplares o limite inferior predizível para a resistência à compressão é obtido subtraindo-se o desvio padrão do valor médio, supondo a distribuição aproximadamente normal.

$LIP = \bar{f}_b - f_b$

Os ensaios alemão e americano introduzem uma contenção lateral nas superfícies dos blocos em contato com a máquina

de ensaio. Essa contenção lateral impede a deformação lateral e introduz um estado triaxial de tensões nas extremidades comprimidas alterando a capacidade resistente dos blocos (para mais). No ensaio inglês esta contenção lateral é bem menor.

Diversos pesquisadores procuraram desenvolver ensaios de compressão axial que eliminassem (ou reduzissem) a contenção lateral. A eliminação total é conseguida com as escovas metálicas "Hilsdorf Brushes", segundo Thomas & O'Leary {70} .

Conseguiram-se bons resultados também com materiais simples. Brown {71} testou folhas de diversos materiais sintéticos e concluiu que a mais adequada era a de polietileno de baixa densidade de 1,6 mm de espessura (1/16 in). Watstein {72} admitiu folhas de teflon como as mais adequadas e Self {73} utilizando chapas leves de fibra de madeira prensada ("Eucatex-soft") concluiu que além de apresentarem bom desempenho são as de menor custo. Nestes ensaios a ruptura do bloco se dá, semelhantemente a ruptura do bloco na alvenaria, por fissuras verticais na seção média, comprovando a não contenção lateral (a ruptura se dá por tração induzida na deformação transversal).

3.7.3 RETRAÇÃO NA SECAGEM

A retração na secagem é uma retração linear entre dois estados de umidade da unidade de alvenaria. Este ensaio, como descrito nas normas BS-187 {26} e ASTM C-426 {74} (para blocos de concreto), é complexo e utiliza equipamentos sofisticados.

A retração é determinada por micrômetros altamente precisos (menor graduação de 0,001 mm ou ainda de 0,0001 polegadas) como por exemplo o "Tens-O-Tast" ou o "Whittemore Extensometer").

O estado superior de umidade é a saturação por imersão e é caracterizado nas normas. A ASTM C-426 {74} prescreve 48 horas de imersão à 23°C e a norma BS-187 {26} um mínimo de 4 dias e um máximo de 7 dias em água à 20°C. Imediatamente

após a imersão deve ser feita uma leitura da dimensão do bloco.

O estado inferior também é caracterizado pelo método de ensaio. No método inglês não é um valor pré-fixado de umidade, mas um valor não definido e obtido por condições especificadas. Na norma americana corresponde a um estado de equilíbrio com uma umidade relativa do ar de 17 ± 2% e também é obtido por condições especificadas. A complexidade deste ensaio de retração na secagem reside principalmente na sistemática e nos equipamentos utilizados para se atingir este segundo estado.

A norma BS-187 em linhas gerais exige uma estufa capaz de manter uma temperatura entre 55 e 60°C com tiragem de ar constante, sendo que o ar injetado tem de estar saturado. Aos 13 e 15 dias da colocação dos BSC (4 exemplares) na estufa, são feitas, (após resfriamento em câmara adequada) leituras da nova dimensão (que é o valor médio destas duas últimas).

A norma ASTM C-426 exige equipamento menos complexo, pois não há necessidade de se injetar o ar saturado. A estufa deve ser capaz de manter uma temperatura de 50 ± 1°C e deve conter cloreto de cálcio para se atingir aquela umidade prescrita. Após 5 dias na estufa, mede-se a dimensão do corpo de prova (3 exemplares). Este é então novamente colocado na estufa e a cada 48 horas são feitas novas medições até uma condição de invariabilidade especificada. Esta condição é atingida normalmente após 15 dias.

A retração na secagem (R_b) é determinada por:

$$R_b = \frac{\Delta l_b}{l_b} \cdot 100\% \quad \text{onde} \qquad (3.7)$$

Δl_b = diferença entre leituras inicial e final (em mm)

l_b = referencial (em mm)

Apesar deste ensaio, como descrito nas normas citadas, ser complexo, demorado e de alto custo, a determinação da

retração na secagem por um dos métodos ou por outro mais simples deve ser feita tanto para o BSC como para os blocos de concreto de uso estrutural. A retração na secagem do BSC é reconhecida por vários autores {46, 50, 52, 58, 75, 76} como a causa mais frequente de fissuras na ASC.

3.7.4 SUCÇÃO INICIAL

A velocidade de absorção da água em contato com a superfície de assentamento do BSC pode ser determinada ou pelo método americano "Initial Rate of Absorption - IRA" (ASTM C-67 {69} ou pelo método de Haller (citado em {67}) adotado na Europa em diversos países {11} .

Genericamente esta propriedade é conhecida como - sucção inicial e é de fundamental importância pois a aderência da argamassa ao bloco e a resistência da junta contra a penetração de água de chuva estão à ela diretamente relacionadas.

Os métodos são praticamente idênticos. Põe-se a superfície de assentamento em contato com uma lâmina de água imergindo-a 1/8 de polegada (3,2 mm) - IRA ou 10 mm - Haller, durante 1 minuto. O bloco deve ser previamente seco em estufa a 105-110°C até constância de peso (variação entre pesagens sucessivas inferior a 0,2%) e pesado. Após o contato com a água, o bloco é novamente pesado. O ganho em peso corresponde à quantidade de água absorvida. O resultado é dado em:

IRA - gramas de água absorvida por minuto por 30 polegadas quadradas de área (193,55 cm^2)

HALLER - gramas de água absorvida por minuto por 100 cm^2 (considerando também a área lateral - perímetro x 1 cm).

Existe ainda, um ensaio prático para a determinação da sucção inicial no campo. Patton {76} e Grimm {77} descrevem-no. Risca-se na superfície de assentamento um círculo de 2 cm de diâmetro e nele pinga-se com um conta-gotas (farmacêuti

co) 20 gotas de água. Observa-se o tempo total para a absorção da água. A necessidade ou não de molhagem do bloco pode ser determinada por este tempo (Patton especifica que para tempos inferiores a 1,5 minutos o bloco deve ser molhado).

3.7.5 DIMENSÕES

A determinação das dimensões de uma unidade de alvenaria não deve ser feita com instrumentos de medida de alta precisão, como o paquímetro, pois sua precisão é incoerente com a regularidade nas dimensões e a textura superficial daqueles.

Todas as normas referenciadas recomendam que a medição seja feita com uma régua de aço graduada em milímetros. A leitura deve ser sempre em milímetros inteiros.

A BS-187 {[26]} não faz recomendação quanto ao número de medidas de uma mesma dimensão que devem ser efetuadas. A DIN-106 {[27]} especifica duas medições, devendo ser considerada a média, arredondada e expressa em milímetros inteiros. A ASTM-C 67 {[69]} exige a média de 4 leituras (em faces diferentes) de cada dimensão, sendo a média expressa com precisão de 0,5 mm. Esta norma é mais rigorosa em função de abranger também os blocos cerâmicos, que apresentam maior variabilidade dimensional. As três normas especificam uma amostra com 10 exemplares.

3.8 CARACTERÍSTICAS DOS BSCs PRODUZIDOS NO BRASIL

O BSC fabricado no Brasil emprega tecnologia alemã da Krupp Maschinenfabriken GMBH. Assim, o processo de fabricação foi projetado para produzir um BSC que atendesse às especificações da norma DIN-106 {[27]}.

Os primeiros blocos fabricados em 1976 atendiam totalmente àquelas especificações, mas as necessidades de mercado e o desenvolvimento de tecnologia própria fizeram com que ocorressem mudanças gradativas nas suas características dissociando-as, em alguns aspectos, das características especificadas na norma alemã.

Serão a seguir descritas as características do BSC produzido no Brasil.

3.8.1 FORMATO, DIMENSÕES E DENSIDADE APARENTE

Os formatos dos BSC atualmente fabricados são os seguintes: NF; 2DF; 3DF e 2DF-14 (formato não especificado na DIN-106, híbrido do 2DF, com largura de 14 cm). É ainda fabricado um formato especial complementar ao 2DF, com a função de facilitar a técnica construtiva: o meio bloco (maciço). Na Figura 13 tem-se os formatos e dimensões dos BSC fabricados no Brasil. As disposições dos furos nos blocos perfurados estão esquematicamente representadas (o NF perfurado apresenta a mesma disposição dos furos do 2DF (1,4)). Estes furos são levemente cônicos, estão dispostos perpendicularmente à superfície de assentamento e não atravessam todo o bloco, o que possibilita que uma das superfícies de assentamento (a que recebeu a argamassa) seja contínua, sem perfurações.

Os blocos (todos os tipos) são ainda comercializados pelo fabricante em duas qualidades: extra e comum. Os extras são blocos moldados com as formas recém fabricadas, que não apresentam qualquer desgaste. Por isso, têm uma textura superficial mais homogênea, normalmente são isentos de defeitos e se prestam para a alvenaria aparente.

Os formatos NF e 2DF são fabricados nos tipos maciços ou perfurados. Na Tabela 10 estão relacionados os formatos, dimensões e densidades aparentes, segundo ensaios efetuados pelo autor, nos blocos disponíveis no mercado. Foi efetuada uma análise de dispersão dos resultados calculando-se os desvios padrões e os coeficientes de variação (por este motivo, optou- se pela utilização da norma ASTM C67 {[69]} na determinação das dimensões, a qual possibilita uma melhor análise estatística.)

TABELA 10 - Formato, Dimensões e Densidade Aparente dos BSC fabricados no Brasil.

Formato		Dimensões (ASTM C-67), em mm *									Densidade Aparente do Bloco Seco (DIN106) em kg/dm³			
		Comprimento			Largura			Altura						
		$\bar{l}$	s	CV	$\bar{b}$	s	CV	$\bar{h}$	s	CV	$\bar{D}$	s	CV	Classe
NF	Maciço	240,5	0,5	0,2	115,5	0,7	0,6	71,5	0,5	0,7	1,80	0,03	1,5	1,8
NF	C/Perf.	241,0	0,3	0,1	114,5	0,7	0,6	71,0	0,4	0,6	1,43	0,01	1,0	1,6
** 2 DF	Classe 12	240,5	0,6	0,2	114,5	0,5	0,4	112,5	1,0	0,9	1,35	0,02	1,4	1,4
** 2 DF	Classe 8	240,5	0,5	0,2	114,5	0,6	0,5	112,0	0,5	0,5	1,13	0,02	1,3	1,2
** 2 DF	1/2 Bloco	114,0	0,0	0,0	114,2	0,0	0,0	113,3	0,1	0,1	1,75	0,02	1,0	1,8
2DF - 14		240,0	0,6	0,2	139,5	0,5	0,4	112,0	0,4	0,3	1,46	0,02	1,0	1,6
3 DF		240,0	0,4	0,2	175,0	0,0	0,0	112,0	0,8	0,7	1,35	0,01	0,6	1,4

Obs. * $\bar{x}$ = valor médio; s = desvio padrão $\sqrt{\frac{\Sigma\ (x - \bar{x})^2}{n - 1}}$.

CV = coeficiente de variação = $\frac{s}{\bar{x}}$. 100 (em porcentagem)

** Classe de resistência à compressão, segundo DIN-106.

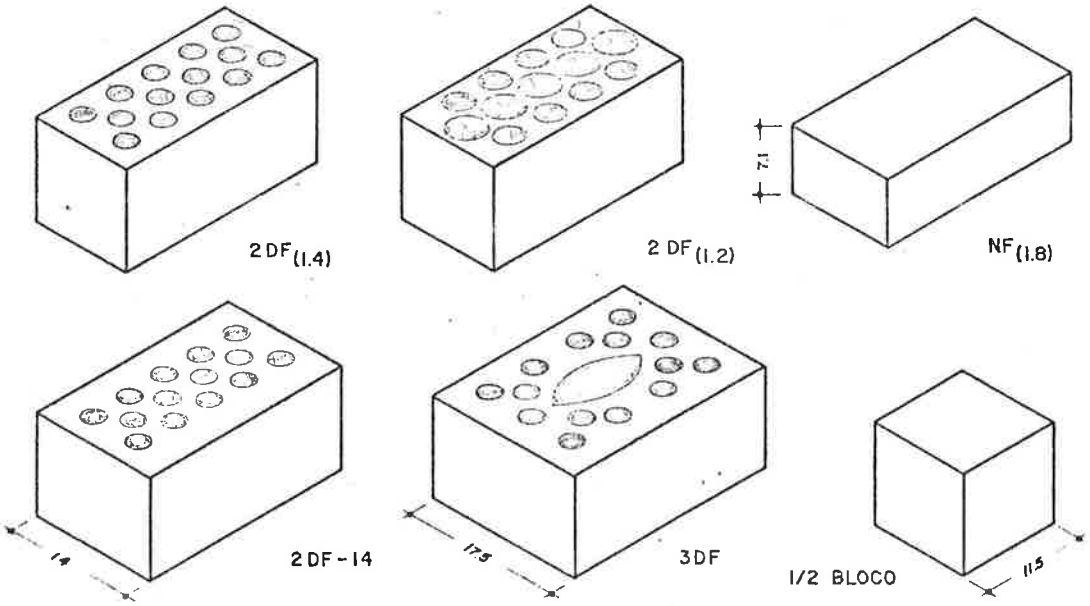


Figura 13 - Formatos e dimensões (em cm) dos BSC fabricados no Brasil (o comprimento, a largura e a altura, quando não indicados, são, respectivamente: 24; 11,5 e 11,3 cm).

Os resultados comprovam que o BSC fabricado no Brasil possui excelente regularidade nas suas dimensões, com desvios padrões sempre inferiores a 1 mm. Atendem integralmente às exigências da norma DIN-106 quanto às dimensões padronizadas e aos máximos desvios dimensionais admissíveis.

A determinação da densidade aparente, conforme norma DIN-106 {27} foi feita em uma amostra de 6 exemplares secos em estufa a 105-110°C até constância de massa (diferença entre determinações sucessivas menor que 0,1%). O bloco tipo 2DF perfurado apresenta 2 densidades diferentes, conforme ele seja comercializado com classe de resistência 8 ou 12 (classes de densidade aparente de 1,2 a 1,4 respectivamente). Os resultados demonstram que o BSC possui uma variabilidade muito pequena (coeficiente de variação médio de 1%) em termos de densidade aparente (seca).

3.8.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

A resistência à compressão, segundo os métodos preconizados pelas normas DIN-106 {27} e BS-187 {26} (descritos em 3.7.2), dos BSC aqui fabricados está listada na Tabela 11.Os ensaios foram realizados pelo autor no Laboratório de Construção Civil da Escola Politécnica da USP. Fez-se uma análise da dispersão apresentada pelos resultados.

O fabricante comercializa o BSC em duas classes de resistência à compressão, segundo DIN-106: Classe 8 - NF, 2DF e 3DF e Classe 12 - NF, 2DF e 2DF-14. Pela DIN-106 os blocos da classe 8 não podem ser empregados em paredes externas, porque as condições atmosféricas adversas prejudicam a durabilidade de tais blocos.

Em função dos ensaios realizados, os blocos são classificados na Tabela 11 de acordo com as normas citadas. Segundo a BS-187 os blocos brasileiros não se prestariam a serem empregados na alvenaria estrutural. Mas lá também (como na Alemanha) a classificação está amarrada à durabilidade do bloco quando sujeito à temperaturas exteriores de congelamento extremamente adversas.

Os resultados mostram que os BSC apresentam coeficientes de variação baixos (na média, inferior a 10%) sendo portanto adequados para a utilização em alvenaria estrutural.

Foi ainda executada uma série de ensaios, empregando propositadamente uma amostra viciada (CV em torno de 5%) do bloco 2DF, a fim de se comparar os valores de resistência à compressão obtidos segundo os três métodos (DIN-106; BS-187 e ASTM C-67). Os resultados permitem concluir que: para os BSC ensaiados pela DIN-106 os valores de resistência à compressão são 35% superiores aos dos mesmos blocos ensaiados segundo BS-187 e 16% inferiores aos da ASTM C-67. As resistências médias à compressão obtidas foram DIN-106 - 11,4 N/mm^2; BS-187 - 8,4 N/mm^2; ASTM C-67 - 13,2 N/mm^2.

TABELA 11 - Resistência à Compressão dos BSC Fabricados no Brasil

Tipo (Classe de Densidade Aparente Segundo DIN-106)	DIN-106					BS-187				
	Resistência à Compressão				Classe de Resist.	Resistência à Compressão				Classe de Resist.
	$\bar{f}_b$	s	CV (%)	f_{b_1}*		$\bar{f}_b$	s	CV (%)	f_{b_2}*	
NF (1,8)	17,1	1,5	8,8	14,6	12	18,2	1,4	7,4	16,9	2
NF (1,6)	12,8	0,9	6,7	11,9	8	13,2	0,9	7,1	12,3	1
2 DF (1,4)	14,8	1,3	8,6	13,5	12 **	10,7	1,1	10,2	9,6	1
2 DF (1,2)	11,9	1,0	8,0	10,7	8	8,7	0,9	10,8	7,8	1
(1/2) Bloco (1,8)	16,2	1,4	8,2	13,8	12	13,1	1,8	13,4	11,3	1
2 DF-14 (1,6)	17,0	1,2	6,8	16,5	12	12,4	0,9	7,6	11,3	1
3 DF (1,4)	14,5	2,0	13,7	11,7	8	11,2	1,3	11,2	9,9	1

Obs: * f_{b_1} = menor valor individual e f_{b_2} = limite inferior predizível.

** A classificação na classe 12 foi feita, apesar do valor médio dar 14,8 e não 15 N/mm^2 como está especificado.

O fabricante afirma em seus folhetos propapandísticos que, à pedido, está capacitado a fabricar blocos de classe DIN-106 - 20 e 28 (até 35 N/mm^2 - valor médio).

O módulo de deformação do BSC foi obtido por construção gráfica (módulo secante para 40% da carga de ruptura). Na Figura 14 tem-se o diagrama tensão-deformação do qual se obteve o módulo para o bloco perfurado 2DF (classe 12).

E_p = Módulo de deformação bloco $2DF_{12}$ = 9300 N/mm^2

E_m = Módulo de deformação 1/2 bloco = 9100 N/mm^2

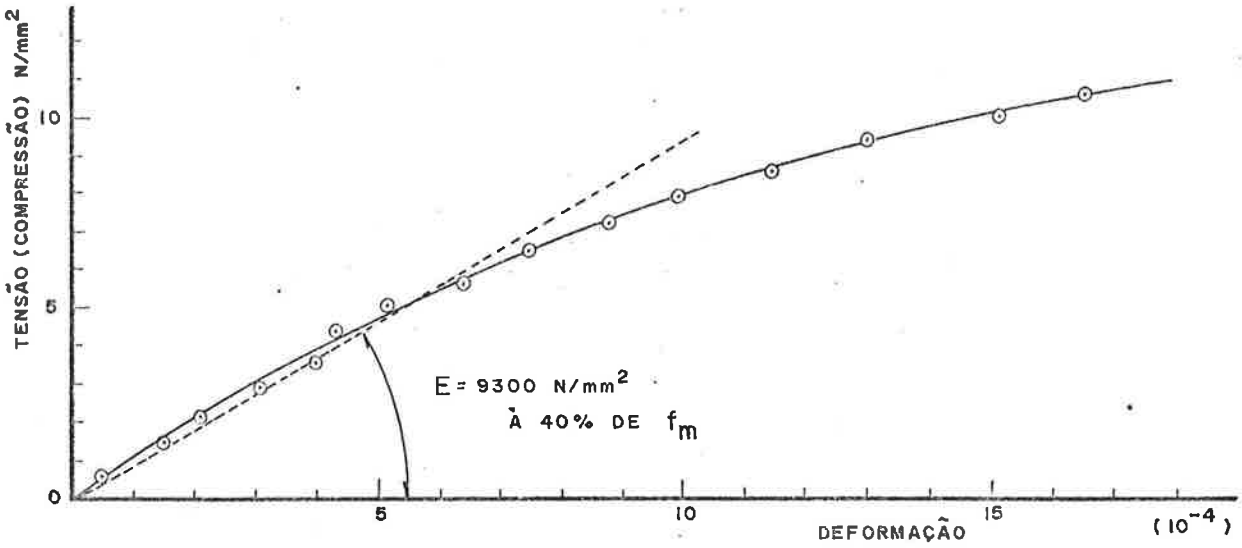


Figura 14 - Diagrama Tensão-Deformação e Módulo de Deformação do BSC, tipo 2DF, fabricado no Brasil.

3.8.3 POROSIDADES, ABSORÇÕES E SUCÇÃO INICIAL

Na Tabela 12 são transcritos os resultados obtidos pelo autor em ensaios de absorção realizados no Laboratório de Construção Civil, de acordo com os seguintes métodos de ensaio: o índice de absorção α_{24} (por imersão durante 24 horas em água fria) e o coeficiente de sucção-IRA foram determinados de acordo com a norma ASTM C-67 {[69]}. O coeficiente de sucção - HALLER foi determinado segundo método descrito em 3.7.4.

Para cada um dos tipos de BSC fabricados no Brasil determinou-se também o índice de absorção α_t - "boiling" - imersão por 5 horas em água fervente após 24 horas em água fria).

Na avaliação deste índice, ensaiou-se um exemplar de cada tipo de BSC. Com este ensaio complementado pelo da determinação da densidade real (segundo a norma MB-68 {78})pode-se quantificar os seguintes parâmetros: coeficiente de saturação; porosidade aparente da parte sólida; porosidade total da parte sólida; compacidade da parte sólida; densidade aparente da parte sólida; volume das perfurações e índice de vazios. Estes valores e ainda a área das perfurações (segundo projeto de norma brasileira ABNT - 2:02 14-062 {79}) estão discriminados na Tabela 13.

As seguintes fórmulas foram empregadas nos cálculos:

$$S = \frac{\alpha\ 24}{\alpha_t} \cdot 100 =$$ coeficiente de saturação (3.5)

$$P_a = \frac{m_s - m}{V_m} \cdot 100 =$$ porosidade aparente da parte sólida (poros abertos) (3.7)

$$P_t = \frac{D_r - D_m}{D_r} \cdot 100 =$$ porosidade total da parte sólida (poros abertos e poros fechados) (3.8)

$$D_m = \frac{m}{V_m}$$ densidade aparente da parte sólida (3.9)

$$C = \frac{D_m}{D_r}$$ compacidade da parte sólida (3.10)

$$V_p = \frac{V - V_m}{V} \cdot 100 =$$ volume das perfurações (em porcentagem do volume aparente) (3.11)

$$I = \frac{D_r - D}{D_r} \cdot 100 =$$ índice de vazios (3.12)

$$A_p = \frac{m_s - m_i}{A.h'} \cdot 100 =$$ área das perfurações (em porcentagem da área da face perfurada) (3.13)

Onde:

$V_m = m_s = m_i =$ volume aparente da parte sólida (supondo $D_{água}=1$)

$m =$ massa do C.P. seco em estufa a 105-110°C até constância (0,1%)

$m_s =$ massa do C.P. saturado por imersão por 24 h em água fria seguido de imersão por 5 h em água fervente

$m_i =$ massa imersa do C.P. obtida em balança após determinação de m_s

D_r = Densidade real (MB-68)

D = Densidade aparente (seco em estufa)

V = Volume aparente

A = Área da face perfurada

h' = Altura do C.P. (P-MB-2:02.14-062)

TABELA 12 - Absorção α_{24} e Índices de Sucção dos BSC Fabricados no Brasil

Tipo de BSC (Classes de Resistência-Segundo DIN-106)	Absorção α_{24} (%)			IRA - Face Cheia			IRA-Face Perfurada			HALLER Face Cheia		
	α_{24}	s	CV	IRA_1	s	CV	IRA_2	s	CV	HAL	s	CV
NF (12)	14,3	0,5	3,6	16	2	10	15	2	13	7	1	18
NF (8)	12,3	0,2	2,0	32	7	22	19	2	11	13	2	13
2 DF (12)	12,4	1,2	9,9	52	17	33	24	5	21	24	8	34
2 DF (8)	14,8	1,1	7,1	53	8	15	24	4	16	26	5	17
2 DF-14 (12)	14,7	0,4	2,6	29	2	6	15	1	6	11	1	8
3 DF (8)	14,4	0,5	3,4	34	3	8	18	4	24	21	3	16
1/2 Bloco	15,1	0,6	3,8	23	3	13	22	7	30	10	2	17

Obs.: IRA em g por 193,55 cm^2 por minuto.

HAL em g por 100 cm^2 por minuto.

TABELA 13 - Características Diversas dos BSCs Fabricados no Brasil

Tipos de BSC	Absorção (%)			Porosidades (%)		Densidades (g/cm^3)			C	V_p	I	A_p
	α_{24}	α_t	S	P_a	P_t	D	D_m	D_r	(%)	(%)	(%)	(%)
NF (12)	13,6	15,7	87	29,5	29,5	1,88	1,88		70,5	0	29,5	0
NF (8)	13,3	16,0	83	29,8	29,9	1,44	1,87		70,1	22,7	45,9	24,9
2 DF (12)	14,7	18,4	80	28,0	28,2	1,37	1,91	2,66	71,8	28,1	48,5	27,2
2 DF (8)	15,0	18,7	80	33,1	33,4	1,14	1,77		66,6	35,6	57,1	42,3
2 DF-14 (12)	14,2	16,7	85	30,7	31,1	1,45	1,83		68,9	20,6	45,5	23,4
3 DF (8)	15,7	19,3	81	29,4	29,4	1,33	1,88		70,7	29,0	50,0	29,5
Média	14,4	17,5	83	30,1	30,3		1,85		69,4			
Desvio Padrão	0,9	1,5	3	1,7	1,8		0,05		2,0			
Coeficiente de Variação (%)	6,3	8,6	3,6	5,7	6,0		2,9		2,8			

Obs. Um exemplar de cada tipo de bloco.

O gráfico da Figura 15 - Variação da Absorção por Imersão com o Tempo, foi obtido imergindo por espaços de tempo crescentes um mesmo corpo de prova inicialmente seco em estufa. Foram efetuadas pesagens sucessivas que forneceram os dados para a construção da curva - velocidade de absorção.

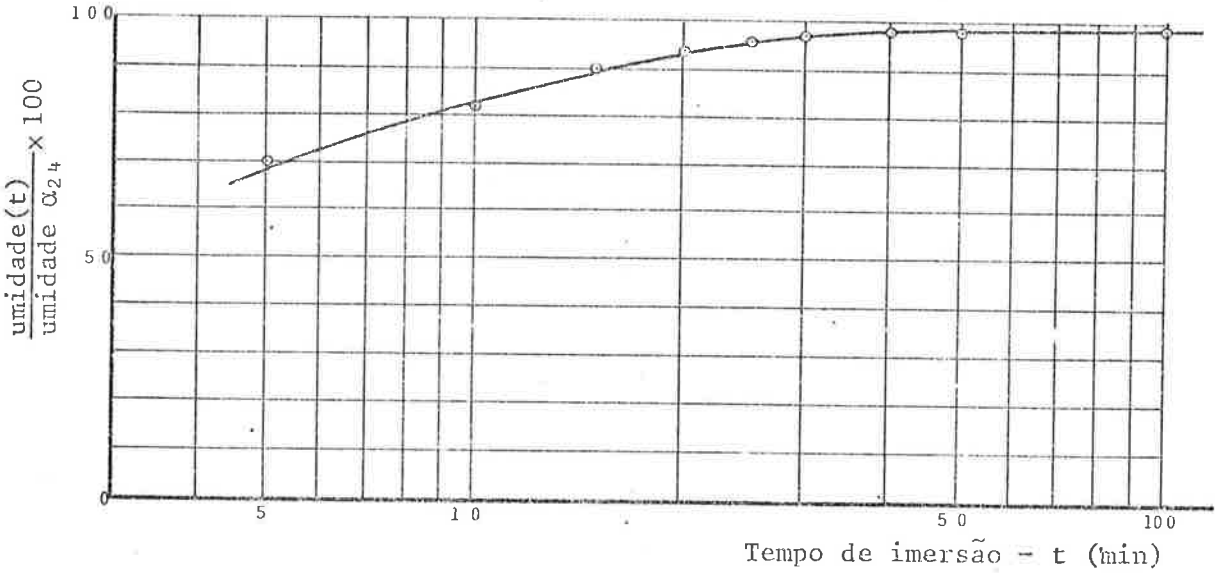


Figura 15 - Variação da Absorção por Imersão do BSC com o Tempo (Velocidade de Absorção)

Dos resultados obtidos pode-se concluir:

i) Uma especificação generalizada do BSC admite: Absorção α_{24} = 14%; Absorção Total - 18%; Porosidade Total - 30% (poros essencialmente abertos); Compactação de 70%; Densidade Real 2,66 kg/dm^3; Densidade de Massa 1,85 kg/dm^3. Os coeficientes de variação destes resultados são baixos (em torno de 6%) o que implica em valores médios bastante representativos.

ii) A sucção inicial (IRA ou HALLER) é muito variável e depende do tipo do bloco e da face de assentamento (cheia ou perfurada). Os coeficientes de variação não são homogêneos e normalmente são excessivos (e em geral, o método HALLER apresenta um CV maior que o método IRA). Esta característica, por isso, não admite generalização.

iii) De acordo com os critérios da BS-187 {[26]} (e BS-3921 {[66]}) com exceção do tipo NF (maciço) e do 1/2 bloco, todos os demais tipos são considerados tijolos ou blocos celulares (em função de V_p e de A_p). Segundo os conceitos americanos {[13]} os tipos NF

{8} e 2DF-14 são também considerados maciços ("Solid Masonry Unit"), em função de A_p.

3.8.4 RETRAÇÃO NA SECAGEM

A determinação da retração na secagem, segundo os métodos das normas BS-187 e ASTM C-426, descritos em 3.7.3., é complexo e de alto custo.

O autor em um trabalho de pesquisa isolado, teve necessidade de determinar se o BSC fabricado no Brasil possuía um potencial de retração elevado em se comparando com os valores aceitos como deletérios.

Assim, na impossibilidade de poder avaliar-se tal potencial pelos métodos citados, foram criados 2 métodos, simplificados, descritos detalhadamente no trabalho " A Retração na Secagem da Alvenaria Estrutural de Blocos Sílico-Calcários" {8} .

Como as condições em que os resultados foram obtidos diferem das utilizadas em outros países, não é correto compará-los com os limites máximos de retração impostos naqueles países. No entanto, pelos valores encontrados acredita-se que a retração na secagem dos BCS aqui fabricados é excessiva.

Os resultados obtidos foram: i) O percentual de variação linear é de 0,04 a 0,06% entre as condições seco em estufa (105-110°C por 24 horas) e saturado por imersão em água por 24 horas. ii) A deformação entre o estado saturado por imersão e o de umidade natural (média de 3,4%) é de cerca de 50% da amplitude total observada. iii) Dada a grande velocidade de absorção, com uma chuva ligeira (condições reproduzidas em laboratório) o bloco atinge umidade de cerca de 80% da umidade de saturação por imersão e a deformação é de cerca de 90% entre os estados citados em ii) (ou seja, 45% da amplitude).

A determinação da retração pelo método recomendado na norma ASTM C-426 será objeto de pesquisa em andamento no laboratório de Construção Civil conduzida pelo autor deste trabalho. No entanto, tal método será reproduzido para obterem-se parâmetros de comparação, pois o objetivo é o desenvolvimento de méto-

4. AS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Em uma parede de alvenaria resistente não armada, composta apenas por dois componentes: o bloco ou tijolo e a junta de argamassa, a influência desta no desempenho funcional da parede é crítica, principalmente se a parede for exterior à edificação e aparente (sem revestimento protetor).

No entanto, no estágio atual de desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil, esta influência não é corretamente compreendida e o conhecimento das argamassas vem sendo absolutamente negligenciado.

Acredita-se que isto ocorra porque se confunde as características desejáveis de uma argamassa de assentamento com as da argamassa constituinte do concreto de cimento Portland. Para esta última é exigida, basicamente, a resistência à esforços mecânicos, enquanto que para a argamassa de assentamento são fundamentais as características de trabalhabilidade, aderência e deformabilidade (quando endurecidas) tendo a resistência uma impotância secundária.

Como efeito, observa-se nas edificações de alvenaria estrutural não armada uma ocorrência anormal de problemas patológicos, com origem no emprego de argamassas inadequadas. Estes problemas serão abordados no Capítulo 5.

As argamassas, de maneira geral, são materiais de construção sem forma ou função definidas. As argamassas de assentamento também não têm forma definida, mas possuem uma função específica: destinam-se ao assentamento de unidades de alvenaria. A junta de argamassa é um componente com forma e funções bem definidas (ver 4.2). Neste trabalho utilizar-se-á o termo *argamassa* para referir-se, no geral, à *argamassa de assentamento* e como simplificação do termo *junta de argamassa*, exceto quando isto puder gerar confusão.

4.2 AS FUNÇÕES PRIMÁRIAS E AS PROPRIEDADES DAS ARGAMASSAS

4.2.1 CONCEITUAÇÃO

Segundo o código "Walling"{56} da British Standards Institution, as funções primárias das juntas de argamassa em uma parede de alvenaria são:

i) Unir solidariamente as unidades de alvenaria e ajudá-las a resistir aos esforços laterais:

ii) Distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede por toda a área resistente dos blocos;

iii) Absorver as deformações naturais a que a alvenaria estiver sujeita e,

iv) Selar as juntas contra a penetração de água de chuva.

Plummer {80} faz uma comparação com o concreto para definir enfaticamente a função da argamassa de assentamento: "Os ingredientes principais das argamassas de alvenaria e do concreto são equivalentes e, por esta razão, a teoria que tem prevalecido nas últimas décadas é a de que os materiais e métodos que produzem concretos resistentes e duráveis são aplicáveis a argamassas de alvenaria. Ensaios de laboratório, bem como o comportamento de estruturas de alvenaria indicam que, em muitos casos, isto não é verdade. Tal concepção errônea é evidente se se considerar que o concreto por si próprio é um material estrutural, enquanto que a argamassa é empregada para unir componentes estruturais entre si, e portanto aje como adesivo e selante. Por esta razão, a função primária de uma argamassa de alvenaria é desenvolver uma completa, resistente e durável aderência entre as unidades de alvenaria".

Davison {81} resume as funções em uma única: " A função fundamental da argamassa (de assentamento) é unir as unidades de alvenaria constituindo um todo monolítico".

Para que a argamassa tenha capacidade de prover as funções citadas, ela deve apresentar as seguintes características {46,56,81,82}:

i) Ter trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão) suficiente para que o pedreiro produza com rendimento otimizado

dos simples, de fácil reprodução e, de resultados confiáveis.

3.8.5 OUTRAS CARACTERÍSTICAS

A única outra característica já determinada para o BSC fabricado no Brasil foi a de estabilidade a altas temperaturas.

Em ensaio realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas - Divisão de Cerâmica (certificado nº 491.947/76) e divulgado pelo fabricante do bloco em folheto técnico, obteve-se o resultado:

"... Submetido a 500°C em uma mufla por três horas e deixado resfriar no próprio forno, o BSC, tipo NF, apresentou um aumento na sua resistência à compressão média (10 exemplares) de 43,1% e uma retração linear média de 0,072%."

um trabalho satisfatório, rápido e econômico;

ii) Ter capacidade de retenção de água suficiente para que a elevada sucção do bloco (sílico-calcário) não prejudique as suas funções primárias;

iii) Adquirir rapidamente alguma resistência após assentada para resistir à esforços que possam atuar durante a construção;

iv) Desenvolver resistência adequada para não comprometer a alvenaria de que faz parte. Não deve, no entanto, ser mais resistente que os blocos que ela une;

v) Ter adequada aderência aos blocos a fim de que a interface possa resistir a esforços cisalhantes e de tração e prover a alvenaria de juntas estanques à água de chuva;

vi) Ser durável e não afetar a durabilidade de outros materiais ou da construção como um todo;

vii) Ter suficiente resiliência (baixo módulo de deformação) de maneira a acomodar as deformações intrínsecas (retração na secagem e de origem térmica) e as decorrentes de movimentos estruturais (de pequena amplitude) da parede de alvenaria, sem fissurar.

A quantificação destas características é fortemente dependente não só do tipo e composição da argamassa, mas também das características da unidade de alvenaria que ela irá unir. De maneira geral não existe parametrização limitante para estas características. A seguir analisar-se-ão qualitativamente as principais propriedades das argamassas.

4.2.2 TRABALHABILIDADE

Davison {[81]} afirma que: " A trabalhabilidade é a mais importante propriedade da argamassa no estado plástico". E de acordo com Isberner {[83]}: "A trabalhabilidade é igualmente difícil de ser definida e de ser medida".

Apesar de o pedreiro reconhecer a trabalhabilidade de uma argamassa facilmente ao manuseá-la com sua colher, é impossível mensurá-la em laboratório pois ainda segundo Isberner {[83] e [84]} ela é uma propriedade de avaliação indefinível, arbitrária e pessoal sendo na realidade uma combinação de várias caracteristi

cas reológicas da argamassa: plasticidade, coesão, consistência, viscosidade, adesão e densidade.

Qualitativamente, diz-se que uma argamassa tem boa trabalhabilidade quando: distribui-se facilmente ao ser assentada preenchendo todas as reentrâncias; "agarra" à colher de pedreiro (quando transportada e não "agarra" quando distribuída no tijolo); não segrega ao ser transportada; não endurece em contato com blocos de sucção elevada e, permanece plástica por tempo suficiente para que os blocos sejam ajustados facilmente no nível e no prumo.

A importância da trabalhabilidade é que pelas suas características reológicas e por influir diretamente na qualidade do serviço do pedreiro, todas as demais propriedades desejáveis a ela se subordinam. Segundo Davison {81} boa trabalhabilidade e boa retenção de água são fatores essenciais para uma máxima aderência entre as unidades de alvenaria. Sahlin {11} afirma que sem uma boa trabalhabilidade as chances de se ter juntas uniformes (bem preenchidas) são muito pequenas.

A trabalhabilidade resulta do efeito de rolamento dos grãos de agregados lubrificados pela pasta cimentante e relaciona-se com três parâmetros: o atrito interno, a coesão e a viscosidade {85}. No entanto, segundo os autores, Bombled & Kalvenes a quantificação destes parâmetros é problemática.

Assim a medida de trabalhabilidade é feita indiretamente através de uma correlação com a consistência da argamassa. Esta pode ser conceituada como a característica da argamassa que faz com que ela resista às deformações {86} .

As argamassas são classificadas, segundo a sua consistência, em seca, plástica e fluída. Na Figura 16, de Rosello {87} definem-se esquematicamente as três consistências. Estas são determinadas pela película de pasta que rodeia os grãos de areia. Na argamassa seca a pasta só preenche os vazios entre os grãos, permanecendo estes em contato, o que se traduz por massas ásperas e pouco trabalháveis. Na argamassa plástica uma fina película de pasta "molha" a superfície dos grãos de areia atuando como lubrificante. Na argamassa fluída, as partículas de areia estão

imersas na pasta, sem coesão interna e com tendência a segregar — a argamassa se esparrama tal qual um líquido.

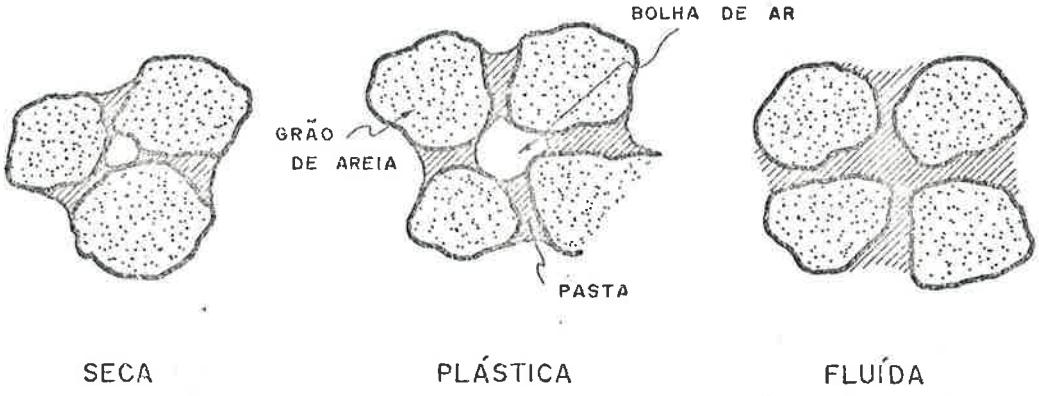


Figura 16 - Consistência de Argamassas

Shalon & Soroka {88} pesquisando as consistências reais adotadas por diferentes oficiais pedreiros chegaram a três importantes conclusões: a consistência adequada para um pedreiro não o é para outro; ela é uma qualidade da argamassa de escolha individual de cada pedreiro e não pode ser generalizada e os oficiais pedreiros têm a capacidade de manter uma dada consistência (a ideal para cada um deles) constante qualquer que seja a composição (proporção) da argamassa.

Influem na consistência de uma argamassa: relação água/aglomerante; relação aglomerante/areia; granulometria da areia e natureza e qualidade do aglomerante. No ítem 4.4 estes fatores são analisados.

4.2.3 RETENÇÃO DE ÁGUA

A retenção de água é entendida como a capacidade que a argamassa possui de reter a água que possui quando colocada em contato com blocos de alta sucção {11}. Não se define a retenção de água contra a evaporação.

"A capacidade de retenção de água está intimamente relacionada com a tensão superficial da pasta aglomerante. Uma argamassa tende naturalmente a conservar a água necessária para molhar a superfície dos grãos de areia e do aglomerante {87} ".

gem; a argamassa perdendo rapidamente muita água provocará uma diminuição na resistência de aderência (ver 5.2) e apresentar-se-á mais rígida (maior módulo de deformação) quando endurecida, o que implica em menor capacidade de absorver deformações; a argamassa poderá ter reduzida sua resistência pois a hidratação do cimento e a carbonatação da cal serão prejudicadas com a perda inadequada de água. Em decorrência destes fatores haverá ainda prejuízo na durabilidade e na estanqueidade da parede.

4.2.4 CAPACIDADE DE ADERÊNCIA

A aderência não é uma propriedade intrínseca da argamassa, pois ela depende também das características da base {[86]}.

A resistência de aderência pode ser definida como a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração) a ela, sem romper-se. Desta resistência depende a monolicidade da parede e a resistência da alvenaria frente a solicitações provocadas por: deformações volumétricas (por exemplo: retração hidráulica e dilatação térmica); carregamentos perpendiculares excêntricos; esforços ortogonais à parede (cargas de vento) etc.

Para a argamassa conceitua-se a *capacidade de aderência:* para um determinado suporte é a capacidade que a argamassa tem de fazer com que a interface entre ambos apresente uma certa resistência de aderência.

Decorre deste conceito a possível sistemática de avaliação da capacidade de aderência de uma argamassa: confecção de corpos de prova empregando os blocos aos quais ela poderá vir a unir.

Não existe no entanto, uma correspondência biunívoca entre um dado parâmetro e a capacidade de aderência. Por exemplo, aumentando o teor relativo de cimento no aglomerante pode-se aumentar ou diminuir a capacidade de aderência. Depende das características da base. O mesmo se conclui com o aumento da capacidade de retenção de água ou outras características variáveis da argamassa.

Temos assim que na alvenaria estrutural é uma abs -

Porém a água em excesso é facilmente cedida por efeito da sucção da base onde é assentada.

Portanto aumenta-se a capacidade de retenção de água aumentando-se a superfície específica dos constituintes ou utilizando-se aditivos que por suas características absorvam a água (por exemplo, derivados da celulose) ou impeçam a percolação da água (aeradores). A cal apresenta boas características de retenção de água não só em razão de sua elevada superfície específica, mas também devido à grande capacidade adsortiva de seus cristais (até 100% do seu volume).

A capacidade de retenção de água de uma argamassa varia largamente com o potencial de sucção do bloco. Davison{89} observou que para diferentes tipos de argamassa a perda de água por sucção é crescente em função do IRA dos blocos até valores de sucção entre 30 e 50 g por minuto por 194 cm^2, diminuindo para blocos com IRA maiores. O gráfico da Figura 17 ilustra tal variabilidade.

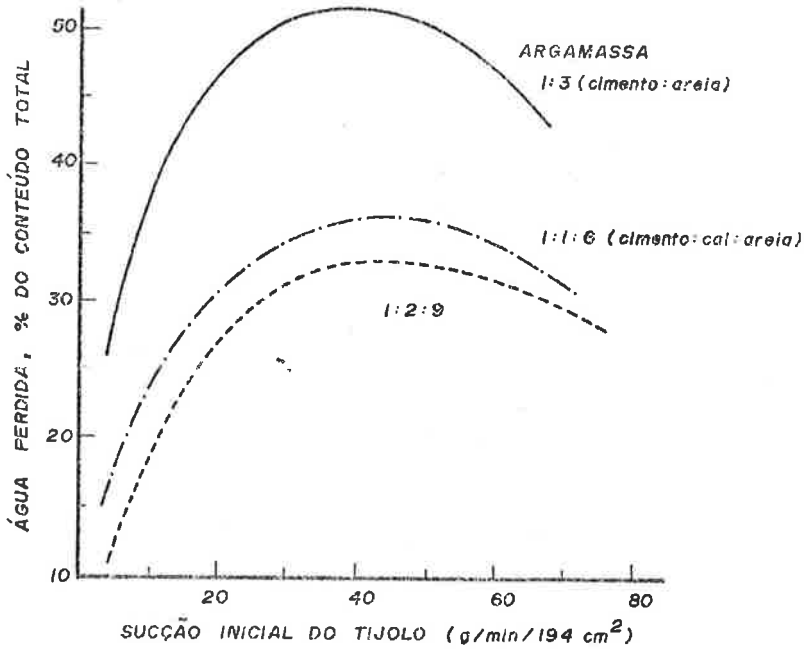


Figura 17 - Perda de Água de Argamassas em função da Sucção dos Blocos (tempo de contato 4 minutos){89}

Em não ocorrendo uma retenção adequada da água (em excesso) pela argamassa irá ocorrer que: a absorção excessiva de água pelo bloco irá expandi-lo aumentando o potencial de retração na seca-

tração quantificar a capacidade de aderência de uma argamassa de assentamento pois essa propriedade não possui sentido para a argamassa isolada. Quantifica-se diretamente a resistência de aderência do conjunto bloco-argamassa.

E falar da resistência de aderência é falar da interação bloco-argamassa. Portanto seu estudo será feito no Capítulo 5.

4.2.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão das argamassas se inicia com o endurecimento e aumenta continuamente com o tempo. As argamassas exclusivamente de cal e areia desenvolvem uma resistência pequena e de maneira lenta e cujo valor depende muito da umidade apropriada e da adequada absorção do dióxido de carbono do ar para ser atingida. Ao contrário, as argamassas de cimento dependem menos, para desenvolver a resistência à compressão esperada, das condições ambientais.

A resistência requerida para uma argamassa a ser empregada na alvenaria estrutural irá variar com a resistência à compressão dos blocos. No entanto, como foi destacado por inúmeros pesquisadores, dentre eles Andrews {82} já em 1950: "A resistência da parede de alvenaria construída com blocos de resistência intermediária não é muito influenciada pela resistência da argamassa como frequentemente se supõe". Tal assertiva pode ser comprovada examinando-se a Figura 27b.

Davison {81} esclarece que: "Talvez por causa da confusão entre concreto e argamassas de assentamento (ver 4.2) a importância da resistência à compressão tem sido muito enfatizada. Resistência de aderência é mais importante, bem como boa trabalhabilidade e retenção de água ...". Ou ainda, de Klein {18} "... A execução habilidosa da alvenaria tem muito maior importância (que a resistência à compressão da argamassa)."

É de Rosello {87} a consideração de que: "As medidas diretas da resistência da argamassa não são válidas para se conhecer a qualidade da obra..."

Os motivos para ainda hoje se ensaiar à resistência

à compressão cubos e cilindros de argamassa empregados na alvenaria estrutural são: O ensaio permite um controle estatístico da qualidade da argamassa em si {87} e justifica-se também porque a resistência à compressão reflete o grau de hidratação da argamassa (que tem influência em outras características de desempenho {83}, por exemplo: durabilidade da própria argamassa).

4.2.6 RESILIÊNCIA

No sentido restrito do termo, a resiliência ou "elasticidade" de uma argamassa é a capacidade que ela possui de se deformar sem apresentar ruptura quando sujeita a solicitações diversas e de retornar à dimensão original quando cessam estas solicitações.

No entanto, este sentido é estendido no caso de argamassas, para o estado tal de deformação (plástica) em que a ruptura ocorre sob a forma de fissuras microscópicas ou capilares não prejudiciais.

As fissuras prejudiciais são aquelas que permitem a penetração da água de chuva através da parede ou que pelas suas características trazem prejuízos aos requisitos do usuário de ordem psico-sociais (estética, temor pela segurança). Não estão relacionadas com a estabilidade da alvenaria ou estado limite de fissuração. Por isto o conceito é estendido para o estado de ocorrência de deformações plásticas.

A resiliência de uma argamassa (com o sentido descrito) está inversamente relacionada com o valor do seu módulo de deformação (e com a resistência à compressão). Segundo Hilsdorf {64}, o módulo de deformação para argamassas mistas pode ser estimado por: $E_a = 1000\ f_{aj}$ (relação linear entre o módulo de deformação E_a e a resistência à compressão f_{aj}, segundo DIN18555 aos j dias de idade). Deve-se frizar que esta correlação só tem validade para os materiais empregados na Alemanha Ocidental.

Segundo Hedstrom et al.{90} o termo "argamassa fraca" implica em uma argamassa com baixo módulo de deformação e que permite movimentos sem fissuras prejudiciais" ou ainda da recomendações da BRS {91} :" Uma argamassa mais fraca irá acomodar pequenos movimentos e as fissuras irão se distribuir como

fissuras capilares nas juntas". O CSTC {75} faz a mesma assertiva, bem como Patton {76} . Ver também 5.8.3.

4.2.7 DURABILIDADE

As argamassas podem ter a sua integridade comprometida por uma série de fatores dentre os quais temos: retração na secagem; absorção de água de chuva; temperaturas de congelamento; choque térmico; agentes corrosivos atmosféricos; agentes agressivos biológicos.

A análise pormenorizada do desempenho das argamassas sujeitas a ação de agentes agressivos não cabe no contexto deste trabalho. O desempenho da junta de argamassa é examinado no estudo da parede resistente, da qual é um componente essencial (ver Capítulo 5).

A retração na secagem é um parágrafo a parte. Ela ocorre sempre, pois as argamassas são materiais com um teor de água em excesso (além da quantidade necessária para a combinação química dos aglomerantes). No entanto, o prejuízo maior que a retração na secagem da argamassa de assentamento pode causar não é o comprometimento da sua durabilidade, mas devido ao fato de que esta retração pode prejudicar em muito o desempenho da alvenaria. Isto ocorre quando ela tem uma participação significativa no aparecimento de fissuras prejudiciais na interface bloco-argamassa. Assim, a análise do fenômeno ganha importância.

4.2.8 RETRAÇÃO NA SECAGEM

Com as argamassas empregadas no assentamento dos blocos ocorre, não só a retração reversível, mas também a retração irreversível e esta é sempre maior que aquela. Tabulando os resultados de diferentes autores {46,52,56,92,93,94} para diversos tipos de argamassa encontra-se uma faixa de variação de 0,03 a 0,06% para a retração reversível (livre) e de 0,04 a 0,10% para a irreversível (livre também, valores médios de 0,04 a 0,06%).

A retração irreversível é consequência de dois fenômenos: a retração por evaporação da água de amassamento e a retração de hidratação e carbonatação. Esta última é devida às rea

ções químicas de hidratação do cimento Portland e de carbonatação dos hidróxidos de cálcio e magnésio. Porém, a maior parcela do gradiente total da retração irreversível é devida à evaporação de água de amassamento, também chamada de retração por acomodação.

No exame de resultados obtidos por diferentes pesquisadores, deve-se verificar se se referem à deformações livres ou restringidas. O comportamento das argamassas na retração é bastante diverso nas duas situações. Plummer {80} citando inúmeros trabalhos, observa que as mudanças de volume em moldes absorventes são aproximadamente a metade das mesmas quando em moldes não absorventes. Quando a argamassa está sujeita a restrições que dificultam a sua livre deformação podem ocorrer micro-fissuras nas interfaces pasta/agregado que induzem a uma minimização da variabilidade volumétrica macroscópica.

Diversos fatores têm influência na amplitude da retração por acomodação. Os principais são:

i) Granulometria da Areia. A retração por acomodação é devida à evaporação da água intersticial, que leva a uma aproximação dos grãos do material inerte. A areia tem a função precípua de atuar como esqueleto sólido e assim evitar, em parte, as variações volumétricas. Deve-se então empregar uma areia com a granulometria que possibilite uma estrutura compacta e que tenha a menor superfície específica. Este último requisito está relacionado com o volume de pasta (aglomerante mais água) que deve na argamassa recobrir toda a superfície dos grãos inertes e minimizando a superfície a ser coberta minimiza-se o consumo de água e aglomerante. Inúmeros pesquisadores têm demonstrado que a areia que melhor preenche aqueles requisitos são as que possuem uma granulometria corrida (contínua). Na Tabela 15 reproduz-se as composições granulométricas de areias adequadas para argamassas de assentamento, recomendadas nas especificações BS- 1200 {95} e ASTM C-144 {96}. Ragsdale & Raynham {46} descrevem quantitativamente a influência da granulometria na retração da argamassa: areia normalizada (BS-1200) - retração 0,04%; areia fina e com boa granulometria - 0,07%; grossa e com granulometria deficiente-0,03 %

e fina e com granulometria deficiente - 0,11%.

ii) Quantidade de Água. Se não houver restrições, a retração por acomodação é um pouco inferior ao volume de água evaporada. Com a evaporação da água diminuem as tensões capilares internas e em consequência as partículas sólidas se aproximam diminuindo o volume por acomodação natural. Quanto menor a quantidade de água presente na argamassa fresca menor será a retração livre {94}.

iii) Teor de Aglomerantes. A retração por hidratação está diretamente relacionada com o teor de cimento e é muito maior que a retração por carbonatação. No entanto, a substituição de cimento por cal não minimiza a retração *livre* total, pois a cal tendo maior superfície específica aumenta o consumo de água o que provoca um aumento na retração *livre* por acomodação. Comparando-se os trabalhos de diversos pesquisadores sobre a influência do teor relativo de cal e cimento, observa-se uma grande discrepância de resultados. Ocorre que alguns relacionam valores de deformações livres (nestas a retração é maior quanto maior é o teor relativo de cal) e outros, de deformações restringidas (com resultados inversos). O desenvolvimento das micro fissuras explica as discrepâncias observadas: nas argamassas com alto teor de cimento (restringidas) elas aglutinam-se em fissuras visíveis que provocam uma diminuição do volume aparente. Nas argamassas "fracas", ao contrário, as micro fissuras dispersam-se na massa e a retração volumétrica aparente é minimizada. Klein {18} afirma que as argamassas de cal apresentam uma retração hidráulica muito inferior àquelas que contém cimento. Como exemplo é citado que uma argamassa 1:1:6 (cimento:cal:areia, em volume) apresenta uma deformação restringida inferior à metade da de uma argamassa 1:3 (cimento:areia, em volume).

iv) Condições de Cura. A retração por evaporação da água é tanto maior quanto maior for a temperatura ambiente e a velocidade de circulação do ar e quanto menor for a umidade relativa do ar. Com a progressão das reações químicas de endurecimento obtém-se um esqueleto sólido que progressivamente torna-se mais resistente à retração por evaporação da água inter-granular. Se for ace

lerada a evaporação (que é tanto mais rápida quanto maiores forem aqueles fatores citados), ocorrerá uma perda substancial do volume de água antes da formação de uma estrutura resistente e assim a retração volumétrica será maior do que na situação de evaporação controlada.

A retração reversível da argamassa é em tudo semelhante à retração do BSC. Quando o aglomerante principal é o cimento Portland, os compostos ligantes que se formam são também hidrosilicatos de cálcio. O esqueleto granular é semelhante ao do BSC. Os fatores i) a iv) da mesma forma exercem influência na retração reversível, na medida em que propiciam a formação de uma estrutura mais ou menos porosa e permeável. Assim, por exemplo, a granulometria descontínua ou com excesso de finos, dá origem a uma estrutura mais porosa e o teor crescente de água de amassamento origina uma estrutura gradativamente mais permeável.

4.3 TIPOS DE ARGAMASSA

4.3.1 ARGAMASSA DE CAL

A argamassa tradicional de alvenaria é feita de areia e cal. A pasta de cal, suspensão coloidal de hidróxido de cálcio, preenche os vazios entre os grãos de areia, proporcionando trabalhabilidade e retenção de água otimizada em comparação com outros tipos de argamassas, principalmente se a cal utilizada possuir um alto teor de óxidos de cálcio e for empregada sob a forma de pasta extinta (e não em pó, hidratada). A argamassa de cal desenvolve resistência lentamente e os valores máximos são pequenos, além do que para atingir estes valores ela requer condições ambientais específicas, como a manutenção da umidade e a garantia de acesso de dióxido de carbono durante todo o tempo de endurecimento. Além disso, ela não dá pega, endurecendo inicialmente por perda de água para os blocos e por evaporação. Por estas razões, as argamassas de cal não são recomendadas para a alvenaria estrutural.

4.3.2 ARGAMASSA DE CIMENTO

As argamassas de cimento Portland adquirem resis-

tências elevadas com rapidez e portanto desenvolvem, sem problemas, resistências adequadas para suportar as cargas durante uma construção de alvenaria estrutural. Mas, não se pode ajustar a resistência requerida para uma argamassa simplesmente variando a proporção relativa de cimento e areia. Isto porque misturas pobres não possuem trabalhabilidade adequada e a mistura normal (traço 1:3 (cimento,areia, em volume)) ou as ricas, além de antieconômicas, podem vir a ser deletérias em função das condições de uso {[46]}.

Estas razões fazem com que as argamassas de cimento tenham uso restrito na alvenaria estrutural. São empregadas em situações especiais {[91]} como por exemplo: fundações em sólos agressivos; fundações abaixo do nível freático ou ainda quando são utilizados blocos de altíssimas resistências à compressão ("engineering bricks"), não fabricados no Brasil.

Afora os casos específicos, não se recomenda a utilização de argamassas de cimento na alvenaria estrutural {[46, 56, 58, 91]}.

4.3.3 ARGAMASSAS MISTAS DE CAL E CIMENTO

Argamassas feitas com apropriadas proporções de cal e cimento possuem as propriedades e vantagens das argamassas feitas com cada material.

Os ingleses {[56, 91]} utilizam a proporção 1:3 (cimento+cal:areia seca) em volume como traço básico, pois partem do princípio de que com esta proporção os vazios da areia são preenchidos pela pasta aglomerante. E assim ao se alterarem as proporções relativas de cal e cimento, a trabalhabilidade fica mais ou menos assegurada, independentemente das modificações nas demais propriedades.

Este tipo de argamassa é a de emprego mais adequado na alvenaria estrutural não armada.

4.3.4 ARGAMASSAS COM ADITIVOS

As argamassas de cimento com pequena proporção deste em relação à areia podem ser empregadas se a elas forem adicionados aditivos plastificantes. Estes aditivos, geralmente ae

radores (vinsol), tornam a argamassa trabalhável e com capacidade de retenção de água.

A desvantagem desta argamassa, segundo Ragsdale & Raynham {[46]}, é que comparada com uma argamassa mista de cal e cimento de propriedades semelhantes seu custo é maior. Além disto o teor de aditivo é crítico e quantidades incorretas podem trazer consequências adversas.

No Brasil estas argamassas têm sido muito pouco utilizadas na alvenaria estrutural pois, além das desvantagens citadas, são raros os estudos sobre a tecnologia adequada de utilização.

As argamassas adesivas (cimento-cola) que também podem ser classificadas junto com as anteriores são argamassas compostas de agregados inertes de granulometria fina, "fillers" minerais, cimento Portland, aditivos plastificantes e resinas solúveis em água. Em função de sua composição apresentam grande capacidade de aderência e elevada resistência quando endurecidas. São comercializadas pré-misturadas necessitando apenas uma dosagem adequada de água.

No entanto, não são recomendadas para a alvenaria estrutural, pois em função do seu custo e tecnologia de utilização devem ser aplicadas em camadas pouco espessas (2 a 3 mm) o que conduz a estruturas de alto módulo de deformação, incapazes de absorverem as deformações naturais sem apresentarem rupturas macroscópicas.

4.3.5 ARGAMASSAS DE CIMENTO DE ALVENARIA

O cimento de alvenaria é um cimento especial composto por cimento Portland e um "filler" mineral (geralmente calcáreo, finamente moído), com adição ou não de aditivos. Em tese, a argamassa produzida com este cimento seria adequada para uso na alvenaria estrutural.

No entanto, seu uso deve ser feito com cuidado, (os ingleses recomendam {[56]} que seja empregada na alvenaria estrutural só após estudos específicos), pois a tecnologia de seu emprego não está bem consolidada entre nós (falta tradição de uso

e estudos comprobatórios da sua adequabilidade) e sua qualidade é muito variável de fabricante para fabricante.

4.4 A VARIAÇÃO NAS PROPRIEDADES DAS ARGAMASSAS MISTAS DE CAL E CIMENTO

4.4.1 COM A VARIAÇÃO DAS PROPORÇÕES DOS CONSTITUINTES

Como foi visto, as argamassas mais adequadas para o emprego na alvenaria estrutural não armada são as argamassas mistas de cal e cimento. Assim o estudo da variação nas propriedades das argamassas feito neste ítem (4.4.1 a 4.4.4) restringir-se-á a estas.

Ao se alterar as proporções relativas dos materiais constituintes de uma argamassa: cimento, cal e areia, as suas propriedades irão variar substancialmente. No Brasil, inexistem estudos voltados para a quantificação destas variações. Os dados disponíveis referem-se a trabalhos de pesquisa executados em outros países e que têm resultados restritos, pois relacionam-se com as características dos materiais empregados (citados nos trabalhos originais) naqueles países.

No entanto, de maneira geral, ao se substituir em uma argamassa de composição padrão (relação constante de uma parte de aglomerante para três partes de areia seca, em volume) gradativamente o cimento pela cal, desde que se mantenha constante a consistência, as propriedades da argamassa variam como no quadro sinótico da Tabela 14 {97}.

Estas alterações nas propriedades das argamassas mistas podem ser melhor apreciadas nos trabalhos de: Gillard & Lee {98}; Walker {99}; Lamana et al. {100}; Isberner {84}; Hedstron et al. {90}; Davison {81}; Andereg {101}; Minnick{102} e Johnson {94}. Nas Figuras 18 e 19 têm-se diversos gráficos que representam alguns dos mais significativos resultados obtidos destes trabalhos.

TABELA 14 - Quadro de variação nas propriedade de uma argamassa com a alteração da composição relativa de cimento e cal

Propriedade		→ Aumento na Proporção de Cal no Aglomerante →	
Resistência à Compressão	(E)	— Decresce →	Propriedades Melhoradas com Maior Teor Relativo de Cimento
Resistência à Tração	(E)	— Decresce →	
Capacidade de Aderência	(E)	— Decresce →	
Durabilidade	(E)	— Decresce →	
Impermeabilidade	(E)	— Decresce →	
Resistência à altas Temperaturas	(E)	— Decresce →	
Resistências Iniciais	(F)	— Decresce →	
Retração na Secagem Inicial	(F)	— Cresce →	
Retenção de Água	(F)	— Cresce →	Propriedades Melhoradas com Maior Teor Relativo de Cal
Plasticidade	(F)	— Cresce →	
Trabalhabilidade	(F)	— Cresce →	
Resiliência	(E)	— Cresce →	
Módulo de Elasticidade	(E)	— Decresce →	
Retração na Secagem Reversível	(E)	— Decresce →	
Custo		— Decresce →	

Obs.: Estados: (E) Endurecido; (F) Recém fabricado.

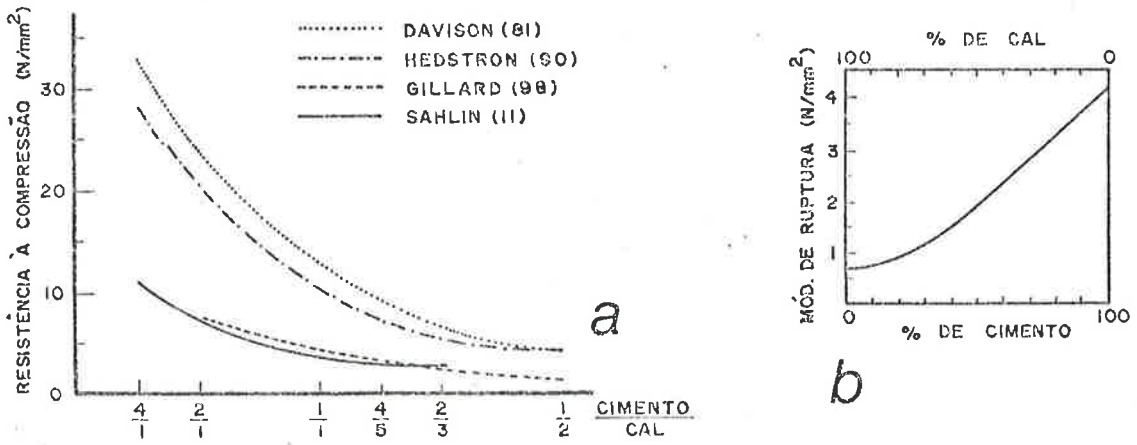


Figura 18 - Resistência à compressão (a) e módulo de ruptura (b) de argamassas mistas em função da proporção relativa de cal e cimento portland {11}.

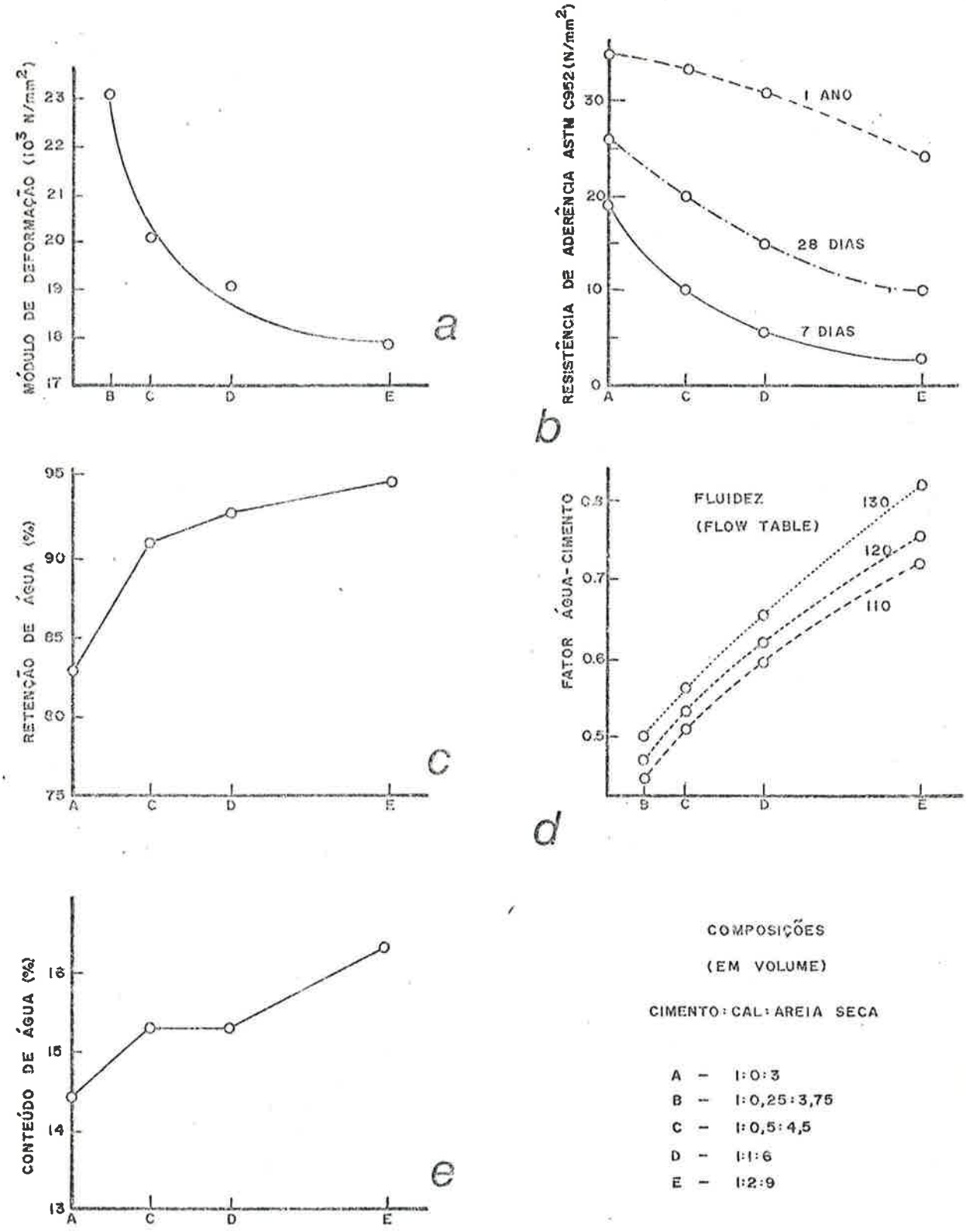


Figura 19 - Variação nas propriedades das argamassas com a Mudança das composições e do teor de água: a) Módulo de elasticidade {[90]}; b) Capacidade de aderência {[101]}, c) Retenção de água; d) Fator água/cimento e consistência {[84]}; e) Conteúdo de água {[98]}.

Os valores plotados nos gráficos das Figuras 18 e 19 podem servir como uma primeira referência para a parametrização das principais propriedades das argamassas mistas de cal e cimento. Ao se plotarem resultados de pesquisadores diversos em um mesmo gráfico, como em 18a, 19b e 19c nota-se como as condições de ensaio e as características dos materiais condicionam os resultados, que por isto devem ser considerados como não absolutos e apenas servir de referência.

Aumentando-se o teor de água de uma argamassa observa-se uma piora em todas as suas propriedades com exceção da trabalhabilidade, assim mesmo até um certo limite, que se ultrapassado leva também à perda de trabalhabilidade. No entanto, não é habitual fixar-se um valor máximo do teor de água (como é normal na tecnologia do concreto de cimento Portland) pois a quantidade de água para uma dada argamassa é dosada pelo operário que irá manuseá-la, a fim de que, segundo os seus critérios pessoais, ela seja trabalhável. Nem mesmo a proibição de acréscimo de água e posterior reamassamento de uma argamassa após algumas horas do primeiro amassamento é recomendável, segundo Plummer {80}, pois a perda de resistência à compressão causada por este procedimento é compensada com o ganho na trabalhabilidade e na adequada retenção de água e consequentemente na capacidade de aderência.

4.4.2 COM A MODIFICAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS CONSTITUINTES

4.4.2.1 AREIA

A areia empregada na confecção de argamassas pode ter uma variabilidade muito grande em suas características em função de sua origem petrológica e geológica. A influência desta variabilidade nas propriedades das argamassas é muito extensa e quase sempre muito intensa.

As propriedades das argamassas que interferem fortemente no desempenho da alvenaria estrutural: trabalhabilidade; capacidade de aderência e resiliência, são fundamentalmente dependentes daquelas características. Isto faz com que a escolha de uma areia adequada para a confecção de argamassas

seja uma opção preponderantemente técnica.

As características das areias que interessam podem ser resumidas em: composição mineralógica e granulometria. Quanto à composição mineralógica as areias empregadas na Construção Civil, na região sul, são essencialmente siliciosas, produtos da decomposição de rochas feldspáticas, principalmente granitos ou gnaisses. Em função de sua mineração ser feita em terrenos de origem aluvionar ou em solos residuais as areias podem ser compostas exclusivamente de sílica (areia quartzosa) ou da mistura desta com siltes e argilo minerais. A existência destes últimos é que irá interferir de maneira sensível nas propriedades das argamassas em função dos tipos de minerais presentes e das dimensões de suas partículas.

Assim a mensuração das interferências causadas nas propriedades das argamassas por um dado tipo de areia não admite generalizações. Deve ser feita para cada areia especificamente.

Quanto à granulometria, influem: as dimensões; a distribuição granulométrica e a forma dos grãos. Na Tabela 15a{[97]} tem-se uma sinópse qualitativa da influência destes parâmetros nas principais propriedades das argamassas. O termo *variável* é aplicável ou quando não existe uma influência definitiva ou quando está influência depende de outros fatores.

A regra geral é ocorrer uma interdependência, difícil de ser avaliada, entre os parâmetros granulométricos. De maneira que, mesmo conhecendo algumas características isoladas de uma dada areia, frequentemente não se pode inferir com certeza sobre a influência que causará nas propriedades da argamassa que dela se utilizar. E mais ainda, se a areia contiver argilo minerais.

Por tudo isto, parece ter mais validade medir-se as propriedades que as argamassas apresentam ao serem compostas por uma dada areia, do que procurar inferir estas propriedades a partir das características intrínsecas da areia de per si.

TABELA 15 - Areias para argamassas de assentamento. a) Influência das características granulométricas nas propriedades das argamassas.

Propriedades	Características da Areia		
	Quanto Menor o Módulo de Finura	Quanto Mais Descontínua for a Granulometria	Quanto Maior o Teor de Grãos Angulosos
Trabalhabilidade	Melhor	Pior	Pior
Retenção de Água	Melhor	Variável	Melhor
Resiliência	Variável	Pior	Pior
Retração na Secagem	Aumenta	Aumenta	Variável
Porosidade	Variável	Aumenta	Variável
Aderência	Pior	Pior	Melhor
Resist.Mecânicas	Variável	Pior	Variável
Impermeabilidade	Pior	Pior	Variável

b) Composições granulométricas recomendadas.

Peneira - Abertura Nominal em mm	Percentagem (em peso) que passam nas peneiras	
	BS-1200	ASTM C-144
4,75 (5,0-BS-1200)	100	100
2,36	90 a 100	95 a 100
1,18	70 a 100	70 a 100
0,6	40 a 80	40 a 75
0,3	5 a 40	10 a 35
0,15	0 a 10	2 a 15

No entanto, pode-se afirmar que em linhas gerais, a areia que apresenta melhor potencial de produzir uma argamassa adequada é a que tem granulometria contínua (corrida) e classificada como média (módulo de finura entre 1,8 e 2,8) e tenha predominância de grãos arredondados.

A conveniência da presença ou não de minerais argilosos na areia é uma polêmica que até hoje não apresenta conclusões definitivas. As normas inglesa BS-1200 {[95]}, alemã (DIN 4226 citada em {[103]}) e americana ASTM C-144 {[96]}, especificações de areias para argamassas de assentamento limitam seu teor. Na condição mais favorável (BS-1200), o máximo teor

possível é de 5% em massa de argila e/ou silte.

No entanto Isberner {84} em ensaios realizados com argamassas de cimento e areia com teores variados de caulinita, xisto argiloso e montmorilonita comprovou que apenas a resistência à compressão de argamassas ricas é sensivelmente prejudicada pela adição de argilo-minerais (teores ensaiados até 15% em massa). Rensburg et al. {55} chegaram a conclusão de que teores excessivos (superiores a 20%) de argilas na areia reduzem em muito a capacidade de aderência das argamassas.

A experiência prática brasileira,(por exemplo, no estado do Rio de Janeiro a utilização de areias argilosas com até 30% de argilas é a prática comum) comprova que às argamassas feitas com areias argilosas apresentam melhor trabalhabilidade e melhor resiliência sendo que a capacidade de aderência e a resistência podem (ou não) ser prejudicadas em função do teor e da natureza de materiais finos.

Assim, a utilização de areias argilosas é um problema de compatibilização destas tendências opostas. A otimização significa máxima trabalhabilidade e resiliência, com valores adequados (e não máximos) de capacidade de aderência e resistência. Isto implica na necessidade de se ensaiar a areia argilosa para se comprovar a sua adequabilidade segundo critérios de desempenho, não sendo correto, no entender do autor, a simples limitação de um teor máximo de material argiloso.

Na Tabela 15 tem-se as faixas granulométricas recomendadas nas normas citadas {94, 95} para as areias empregadas na fabricação de argamassas de assentamento.

A norma ASTM C-144 tem limitações complementares: a areia não pode ter mais de 50% de grãos retidos entre 2 peneiras consecutivas e nem mais de 25% entre as peneiras # 0,3 e 0,15 e se o módulo de finura (MF) variar de mais de 0,2 do valor especificado a areia deve ser considerada inadequada e ser rejeitada. Segundo Sahlin {11} o módulo de finura deve ser especificado entre 1,6 e 2,5.

A norma DIN-4226 impõe as seguintes faixas granulométricas: de 0 a 0,2 mm - percentagem retida 10 a 25% em

peso; de 0,2 a 1,0 mm - 30 a 40% e de 1 a 3 mm - 40 a 60%. Klein {[18]} cita como o módulo de finura ideal 2,4. Para evitar-se concentração de tensões na junta, Sahlin {[11]} recomenda que o diâmetro máximo da areia esteja entre um terço e a metade da espessura da junta. Para adequada trabalhabilidade e retenção de água Amrhein {[104]} afirma que a areia deve ter no mínimo 5% em peso passando na peneira ≠ 0,075mm.

4.4.2.2 CAL

Como pode ser observado na Tabela 14 a adição de cal em uma argamassa, em substituição ao cimento, fundamentalmente melhora as propriedades ligadas à trabalhabilidade e à capacidade de absorver deformações piorando todas as demais.

Parece então evidente que se deva utilizar a cal (hidróxido de cálcio) na sua forma mais favorável para otimização daquelas propriedades.

As seguintes formas favorecem a retenção de água e plasticidade da argamassa recém misturada e a resiliência da argamassa endurecida:

i) Quanto à forma de emprego a cal em pasta (resultante da extinção da cal em água) é superior ao leite de cal (solução de cal hidratada em água) e ambas são superiores a cal hidratada em pó;

ii) Quanto ao processo de hidratação dos óxidos de cálcio e magnésio, a cal extinta (hidratação com excesso de água, operação geralmente efetuada em obra) é superior à cal hidratada em pó (hidratação em reatores, em unidades fabris).

iii) Quanto à composição, a cal dolomítica ou magnesiana é superior à cal cálcica (desde que haja uma completa hidratação dos óxidos de magnésio, normalmente menos reativos).

Observa-se que a cal hidratada em pó, que é correntemente empregada na preparação de argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural apresenta características inferiores comparada com a cal extinta.

Nesta comparação supõe-se que ambas as cales sejam puras e da melhor qualidade. No entanto, a cal hidra-

tada comercializada entre nós não possui, no geral, boa qualidade (ver ensaios realizados pelo IPT-ABPC, referência {105}) não atendendo às especificações da ABNT EB 153 {106} quanto ao teor de óxidos totais, máximo teor de óxido de magnésio livre, finura e plasticidade. A cal extinta em obra, em contrapartida, pode ter sua qualidade melhor controlada avaliando-se o rendimento obtido no processo de extinção.

Em função das características inferiores da cal hidratada, as normas CP-121 "Walling" {56} e DIN-1053 "Mauerwerk"{107} recomendam utilizar um volume maior de cal nas argamassas de cal hidratada do que nas argamassas que empregam a cal extinta, para que ambas possuam a mesma trabalhabilidade. O código CP-121 recomenda um uso de no mínimo 50% em volume, a mais de cal hidratada ou quanto for necessário (acima deste percentual) para que a trabalhabilidade seja a mesma. A norma DIN-1053 especifica um teor de cal hidratada 33% maior que de cal em pasta.

Na avaliação da qualidade da cal é fundamental, segundo Gillard & Lee {98} o teor de óxidos de cálcio e magnésio disponíveis ("Available Lime Content"). Segundo estes autores as propriedades reológicas das argamassas estão diretamente relacionadas com este teor.

4.4.2.3 CIMENTO

A utilização dos diferentes tipos e marcas de cimentos Portland fabricados no Brasil, não provoca grandes modificações nas propriedades mais interessantes das argamassas de assentamento (mistas).

Isto por causa do pequeno teor de cimento empregado na dosagem e em função das características razoavelmente constantes dos cimentos Portland normalizados.

Evidentemente o emprego de cimentos de diferentes classes de resistência (por exemplo: CP 250; CP 320 ou CP 400) irá produzir argamassas com resistências mecânicas variáveis, no entanto a trabalhabilidade e a resiliência das argamassas é pouco influenciada. Os cimentos que apresentam maior finura (maior superfície específica) têm potencial para tornar

a argamassa mais trabalhável e com maior retenção de água. Os cimentos de endurecimento mais lento podem produzir argamassas mais resilientes. Assim, o cimento Portland pozolânico, que possui estas duas características (maior finura e endurecimento mais lento), pode vir a compor uma argamassa com propriedades otimizadas. Patton {[76]} destacou esta possibilidade de emprego dos cimentos pozolânicos.

Os chamados cimentos de alvenaria ("masonry cement") pelas mesmas razões são potencialmente mais adequados para a confecção de argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural não armada. Mas, pelos motivos citados em 4.3.5., seu uso só deve ser feito após estudos específicos.

Está supondo-se ainda que os cimentos sejam empregados dentro do seu prazo de validade e que tenham sido estocados corretamente, pois se o cimento já estiver parcialmente hidratado quando do seu uso, todas as propriedades da argamassa ficam prejudicadas.

4.4.3 COM A VARIAÇÃO NA PRODUÇÃO E NO MANUSEIO

As argamassas podem ser produzidas por mistura mecânica ou manual dos materiais constituintes. A alvenaria estrutural, por ser um processo construtivo racionalizado e exigir uma argamassa de características constantes, não admite o emprego da mistura manual.

A mistura mecânica de todos os componentes: areia, cal em pó, cimento e água, feita imediatamente antes do emprego da argamassa (é que é a prática comum) dá origem a um produto que utiliza apenas parte do potencial que a cal possui em melhorar as qualidades reológicas e resilientes da argamassa.

Isto porque o hidróxido de cálcio obtido no processo de hidratação em reatores (em pó) possui uma superfície específica relativamente pequena se comparada com a obtida no processo de extinção. Mas esta superfície específica pode ser muito aumentada se a cal permanecer um certo tempo em contato com a água, principalmente se a cal hidratada contiver grande porcentagem de óxido de magnésio não hidratado (o que é comum nas

cales brasileiras).

A prática do pedreiro tradicional de deixar a argamassa de cal "curtir" ou "descansar" tem justamente o objetivo de tornar a argamassa mais trabalhável e de evitar que a argamassa fissure macroscopicamente quando aplicada (o que significa que após "descansar" ela possui maior capacidade de absorver deformações).

Então, para otimizar as propriedades interessantes da argamassa mista, recomenda-se produzir primeiramente a argamassa de cal, que deve ser estocada para "curtir" por um dado tempo. Antes do seu emprego, após o "descanso", adiciona-se o cimento na proporção adequada.

Como foi recomendado em 4.4.2.2 deve-se dar preferência a mistura de areia com pasta de cal. Em caso da impossibilidade de se extinguir a cal em obra, deve-se empregar o leite de cal, obtido com a dissolução da cal hidratada em água e posterior repouso da solução. A utilização da cal hidratada diretamente, implica em um consumo maior desta (em relação ao leite de cal ou à pasta de cal).

Os ingleses, no código CP-121 "Walling" {[56]} recomendam que: em todos os casos a argamassa de cal repouse no mínimo por 16 horas; quando se preparar o leite de cal, este deverá repousar também por 16 horas no mínimo; a pasta de cal deve descansar por 2 semanas antes do uso; quando se misturar a cal em pó com a areia, misturar primeiro a areia e a cal a seco e depois acrescentar a água.

Outra vantagem em se misturar previamente a cal com a areia e depois a argamassa de cal com o cimento é a de evitar o desperdício de cimento. Como as dosagens são geralmente por volume e com emprego de areia seca, a mistura de areia úmida, com um certo inchamento, introduz um êrro que conduz a um consumo maior de cimento. Como a argamassa de cal tem volume constante e praticamente igual ao da areia seca, esse êrro não ocorre. Por exemplo, para um traço 1:1:6, prepara-se uma argamassa de cal de 1:6 que posteriormente será misturada com o cimento (6 partes da argamassa de cal para uma de cimento) com-

pondo o traço especificado.

A argamassa após a adição de cimento possui um prazo de validade não superior a 3 horas (Amrheim {104} limita a 2,5 horas). Neste período a argamassa ao perder água por evaporação, perde fluidez e plasticidade. O reamassamento, com acréscimo de água ocasiona uma perda de resistência à compressão. Mas segundo Plummer {80} esta diminuição da resistência é compensada por um ganho na capacidade de aderência, que fica muito prejudicada com a perda de fluidez e plasticidade. Além disso, tornando novamente a argamassa trabalhável, pela adição de água, diminui-se a possibilidade de falhas resultantes do não preenchimento adequado das juntas.

4.4.4 COM AS CONDIÇÕES DE CURA

Após o assentamento da alvenaria a cura da argamassa é feita sob as condições ambientais existentes. Se ocorrerem condições adversas, a cura deficiente ocasionará variação nas propriedades da argamassa endurecida, todas no sentido negativo: cairão as resistências mecânicas; a aderência final entre bloco e argamassa será reduzida; aumentará a retração na secagem; diminuirá a capacidade da argamassa de absorver deformações. E a durabilidade da alvenaria, por conseguinte, ficará comprometida.

A cura da argamassa será estudada no Capítulo 5, por ser inerente à fabricação da parede de alvenaria.

4.5 AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO

4.5.1 CLASSIFICAÇÃO

A tecnologia da alvenaria estrutural incorpora uma aparente ilogicidade: emprega um material, a argamassa de assentamento, que tem uma importância capital na qualidade final da estrutura de alvenaria, mas sobre tal material não possui meios de exercer um controle prévio das características do material que realmente definem aquela qualidade. Não existe parametrização limite para, por exemplo: trabalhabilidade; capacidade de aderência; capacidade de absorver deformações ou retração na se

cagem.

É uma ilogicidade aparente porque na verdade seria o componente junta de argamassa, que possui funções muito bem definidas (ver 4.1), que deveria ter sua qualidade controlada. Porém, a junta de argamassa não pode ser obtida isoladamente e portanto, o que objetivamente se tem de controlar são as características do conjunto bloco-junta de argamassa (desempenho).

Esta situação, justifica a tendência mundial de especificar argamassas por composições e não por propriedades que elas possam vir a apresentar.

No entanto, a adoção de composições-tipo estandardizadas subordina-se obrigatoriamente à existência dos seguintes requisitos:

i) Normalização e controle de qualidade efetivos dos componentes das argamassas;

ii) Pesquisas laboratoriais constantes das características das composições-tipo e de avaliação da adequabilidade de emprego destas composições através de ensaios do conjunto bloco-junta de argamassa, e

iii) Controle de qualidade (estatístico) da produção, por intermédio da mensuração de uma ou mais propriedades de fácil reprodutibilidade e de pequena dispersão estatística.

O objetivo principal deste controle de qualidade é a verificação da constância de características da argamassa produzida e não o estabelecimento de parâmetros limitativos para alguma propriedade, de per si concludentes.

Isto justifica a adoção da resistência à compressão como único requisito especificado em normas estrangeiras (com exceção da ASTM C-270 {108}, que especifica ainda um valor mínimo de retenção de água) para as argamassas de assentamento empregadas na alvenaria estrutural.

Ou seja, apesar de a resistência à compressão não ser uma propriedade conclusiva quanto à adequabilidade da argamassa, a parametrização da resistência apresentada por corpos de prova em ensaios normalizados conduz à uniformidade de produ

ção. A adequabilidade da argamassa, como foi dito, deve ser avaliada em ensaios do conjunto bloco-argamassa.

A metodologia de avaliação de argamassas de assentamento pode ser fracionada em: ensaios de caracterização de composições-tipo; ensaios de adequabilidade e ensaios de controle de qualidade da produção.

Os ensaios de adequabilidade serão abordados no Capítulo 5. São ensaios de desempenho da parede de alvenaria ou de corpos de provas de alvenaria, executados após o endurecimento da argamassa.

4.5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE COMPOSIÇÕES-TIPO

Os ensaios de caracterização de composições-tipo são ensaios laboratoriais de avaliação daquelas propriedades das argamassas que irão ter influência nos resultados dos ensaios de adequabilidade.

Estes ensaios de caracterização são essenciais para o projeto e escolha de composições, por fornecerem dados que apropriadamente manejados, permitem compor traços convenientes.

As propriedades que com maior ou menor importância devem ser caracterizadas são:

i) Consistência (plasticidade); retenção de água; retenção de consistência - "consistence retentivity";

ii) Resistência à compressão; resistência à tração na flexão;

iii) Módulo de deformação; coeficiente de Poisson;

iv) Tempo de endurecimento; retração na secagem;

v) Massa específica; conteúdo de ar (recém misturada).

No Brasil inexistem métodos de ensaio normalizados para avaliação destas propriedades das argamassas.

Em outros países, principalmente na Inglaterra, nos Estados Unidos e na Alemanha Ocidental existe normalização de métodos apropriados. Métodos para a determinação de uma mesma propriedade mas de origens diferentes divergem consideravelmente. A análise de resultados obtidos em diversos países deve le-

var em conta estas divergências de método.

A Comissão RILEM/CIB para o estudo de argamassas editou um relatório {86} em que são analisados e comparados os métodos de ensaio empregados em 15 países.

As normas "BS-4551 - Methods of Testing Mortars, Screeds and Plaster" {109} e "DIN-18555 Mörtel aus mineralischen Bindemitteln; Prüfung" {110} (Argamassas de Aglomerantes Minerais; Ensaios) são as mais completas e fundamentam-se em uma tecnologia experimental bastante desenvolvida.

Gillard & Lee {98} executaram um trabalho experimental de quantificação das propriedades de diversas composições-tipo empregando os métodos ingleses da norma BS-4551 {109} e concluiram que tais métodos possibilitam uma boa reprodutibilidade para argamassas mistas.

4.5.3 ENSAIOS DE CONTROLE DE QUALIDADE DA PRODUÇÃO

É inerente ao processo de fabricação de argamassas em canteiro de obras a probabilidade de obterem-se produtos com características bastante variáveis. A causa principal é a não uniformidade dos materiais básicos e, a probabilidade aumenta muito quando não existe controle de qualidade destes materiais (como no Brasil).

O emprego de argamassas inadequadas implica em uma alvenaria estrutural deficiente. E quase sempre as deficiências relacionam-se com a perda de monolicidade da parede por falhas na interface bloco-argamassa ocasionadas pelas baixas capacidades de aderência e de absorver deformações da argamassa empregada.

O controle de qualidade de produção ideal seria aquele que avaliasse "in situ" e antes do seu emprego, as capacidades de aderência e de absorver deformações da argamassa. Até hoje, no entanto, não se conseguiu desenvolver um método que possibilitasse estas avaliações.

Assim o controle de qualidade executado até o presente é apenas um controle de uniformidade de produção determinado pela resistência à compressão apresentado por um corpo de

prova, a uma certa idade.

A resistência à compressão da argamassa é uma propriedade secundária na tecnologia da alvenaria estrutural (ver 4.2.5 e 5.3.1.2) além do que a resistência apresentada pelo corpo de prova cúbico ou cilíndrico não tem uma relação direta com a resistência da junta de argamassa, que possui um formato laminar e está sujeita a um estado triplo de tensões (ver 5.3.1.1). No entanto, é uma propriedade que possibilita a execução de ensaios de boa reprodutibilidade e de baixo coeficiente de variação, sendo, portanto, adequado para um controle de uniformidade de produção.

Além disso, com os resultados deste ensaio pode-se avaliar, através de correlações com ensaios laboratoriais mais complexos, a durabilidade expectada, a resistência à tração na flexão, o módulo de deformação e o coeficiente de poisson da argamassa.

O ensaio de resistência à compressão feito no Brasil apresenta uma dispersão de resultados bastante grande e por isso e pelo exposto, no entender do autor, não possui grande validade. Esta dispersão ocorre porque este ensaio foi desenvolvido para se avaliar a resistência do cimento portland e deve ser feito em condições laboratoriais muito bem definidas (por exemplo: mistura normalizada; temperatura e umidade ambientes constantes) não se prestando para um ensaio de campo no qual estas condições inexistem.

Um outro ensaio de controle de qualidade de produção adotado nos Estados Unidos é o de retenção de água. Esta propriedade das argamassas tem uma relação com a capacidade de aderência e com a capacidade de absorver deformações. Apesar de esta não ser uma relação direta, pode-se parametrizar a retenção de água de maneira a estreitar a faixa de variação daquelas propriedades essenciais, aumentando assim a possibilidade de se obter argamassas adequadas.

A deficiência do método tradicionalmente empregado nos Estados Unidos (norma ASTM C-91 {[111]}) é de não ser muito operacional para uso no campo. Além de não fornecer o percentual

de água retida diretamente, mas através de uma correlação com a perda de consistência (na "flow table"). O método inglês da BS-4551 {109} pela sua simplicidade pode ser empregado no canteiro de obras com o mesmo resultado que em laboratório. Ele fornece diretamente a quantidade de água retida pela argamassa ao entrar em contato com um material poroso em condições padronizadas (discos de papel-filtro).

Outros ensaios de controle de qualidade de produção que podem ser realizados conjuntamente com o de retenção de água são os de consistência (fluidez, viscosidade ou resistência à penetração) e retenção da consistência (após perda de água) No relatório da Comissão RILEM/CIB {86} são apresentados trabalhos de diversos pesquisadores que compararam os vários métodos empregados na avaliação da consistência (penetração de bola; penetração de sonda; mesa de fluidez; viscosidade Mo-metro). Do exame destes trabalhos não foi possível detectar-se uma forte evidência de qual ensaio seria o mais adequado e confiável. Porém pela comparação entre as simplicidades de cada método e dos equipamentos que empregam, condições essenciais para ensaios de campo, os ensaios de penetração se destacam. E dentre estes a penetração de bola ("dropping ball test") da BS-4551 {109} possui a vantagem extra de ser feito concomitantemente com os de retenção de água e retenção da consistência, sem equipamento adicional e em reduzido tempo.

Nos Estados Unidos tem-se também procurado desenvolver ensaios de campo. Em 1980 foi editada a norma ASTM C-780 {112} que estabelece uma metodologia de avaliação das argamassas de assentamento no canteiro de obras. Entre outros a norma estandartiza os seguintes métodos: consistência (penetração de cone); retenção da consistência; conteúdo de água e teor relativo aglomerante/agregado. No entender do autor, tais métodos são menos práticos que os da norma inglesa citada.

4.6 FABRICAÇÃO DE ARGAMASSAS

A tecnologia da fabricação de argamassas é muito simples: definidos os componentes a serem utilizados e a composição (pro

porção relativa de cada componente) na fase de projeto, a fabricação resume-se em misturar mecanicamente os componentes em uma certa sequência e por um dado tempo.

A fabricação da junta de argamassa é mais complexa. Compõe-se das tecnologias de: emprego; moldagem e cura. Esta fabricação confunde-se com a fabricação da parede de alvenaria e por isto será abordada no Capítulo 5.

Considerando apenas as argamassas mistas, a escolha da sequência de mistura é função do estado como o componente cal é empregado. Na Tabela 16 são discriminados quatro maneiras de se executar a mistura de uma mesma argamassa (traço em volume), em função do estado em que a cal é empregada, conforme o código CP-121 - Walling, da British Standards Institution {[56]}. Com isto obtêm-se argamassas com características diversas.

TABELA 16 - Sequências de Mistura de Argamassas Mistas

Argamassa Tipo	Componentes (Tipo e Dosagem)			Mistura Mecânica	
	Areia	Cal	Cimento	Argamassa Intermediária (de Cal)	Argamassa Mista
A	Umidade natural, dosagem em volume. Aumento de volume por inchamento deve ser considerado (os traços são de areia seca).	Em pasta dosagem em volume	Portland comum, dosagem em massa	Areia mais pasta; mistura e "descanso" por 16 horas no mínimo	Argamassa intermediária (em volume) + cimento e + água - emprego imediato.
B		Em leite de cal, dosagem em volume		Areia + leite de cal (água + cal em pó) preparado com 16 hs. de antecedência, no mínimo). Mistura e "descanso" por 16 hs. no mínimo.	
C		Em pó, dosagem em massa		Areia + cal; mistura parcial; + água mistura e "descanso" por 16 hs. no mínimo	
D		Idem		-	Areia + cal + cimento; mistura parcial; + água; mistura; emprego imedia.

Na sequência A → D temos, mantendo-se constante a quantidade de cal (ver 4.4.3): menor trabalhabilidade e menor capacidade de retenção de água e de absorver deformações. Pode-se manter uma certa constância nestas propriedades, mas com o emprego de maior quantidade de cal (crescente com a sequência A → D).

Como os traços são especificados em volume e a cal e o cimento são adquiridos em massa, as seguintes densidades devem ser utilizadas no cálculo: cimento - 1440 kg/m^3 ; cal em pó - 575 kg/m^3 e cal em pasta - 1360 kg/m^3 . A norma ASTM C-270 {108} fornece valores um pouco diferentes: cimento - 1505 kg/m^3; cal em pó - 640 kg/m^3 e cal em pasta - 1280 kg/m^3.

Quanto ao tempo de mistura em betoneira, não há um valor limite bem quantificado. Os alemães {107} recomendam que a mistura seja feita até obter-se homogeneidade. Os ingleses {56} , até obter-se consistência adequada. Os americanos {108} fazem a mesma recomendação, com a ressalva de que a mistura se processe por 3 minutos no mínimo. Rosello {87} afirma que " quanto mais prolongada é a duração da mistura, melhora-se a plasticidade e a retenção de água (da argamassa) porque se introduz ar na massa". Davison {01} limita o tempo de mistura a um máximo de 10 minutos.

4.7 COMPOSIÇÕES RECOMENDADAS - ESPECIFICAÇÕES INTERNACIONAIS

4.7.1 NORMALIZAÇÃO

No Brasil inexistem pesquisas que possam ser adotadas como base para a recomendação de composições-tipo de argamassas de assentamento para a alvenaria estrutural não armada. Explicam tal assertiva, além da falta de tradição em pesquisas tecnológicas neste campo, a inexistência de:

i) Especificações para a areia e especificações adequadas para a cal (e ainda para cimento de alvenaria, aditivos, etc)

ii) Controle de qualidade para os componentes citados em i).

iii) Métodos de ensaios normalizados para caracterização de propriedades das composições-tipo, a menos da resistência à compressão (e ainda assim inadequado, ver 4.5.3).

iv) Métodos de ensaios normalizados para avaliação do desempenho de argamassas considerando-se o conjunto bloco-argamassa.

Serão citadas, como ilustração, as composições tipo recomendadas na Inglaterra, Alemanha Ocidental e Estados Unidos. Deve-se ressaltar três aspectos essenciais: a comparação entre as especificações evidencia a dependência das composições das características dos materiais estandardizados e dos métodos de ensaio normalizados; os empregos sugeridos para as composições apresentam variações apreciáveis de país para país; não há como adotar-se com segurança quaisquer uma das composições recomendadas, pois são particulares aos materiais e à tradição construtiva locais.

No gráfico da Figura 20 compara-se, por exemplo, as resistências à compressão médias (mínimas) que argamassas de mesma composição devem apresentar segundo as especificações daqueles países.

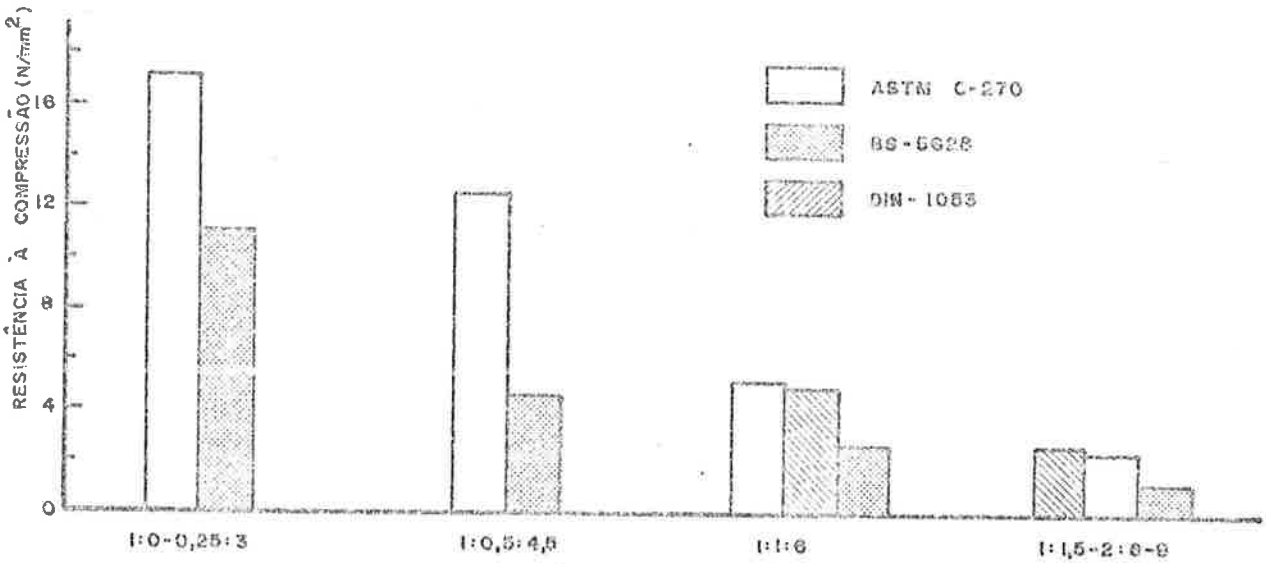


Figura 20 - Resistências à Compressão Médias exigidas para argamassas normalizadas segundo a composição-tipo(argamassas: traço em volume-cimento:cal em pasta:areia).

4.7.2 ESPECIFICAÇÕES INGLESAS

Na Tabela 17 tem-se as argamassas recomendadas na Inglaterra para o assentamento de alvenaria segundo o código CP 121-Walling {[56]}. A resistência à compressão em ensaios de cam-

po que as argamassas devem apresentar são extraídas da BS-5628- "Code of Practice for Structural Use of Masonry - Part 1 Unreinforced Masonry" {[113]}.

Para a alvenaria estrutural sílico-calcária a escolha da argamassa é condicionada pelo cálculo estrutural {[113]}. Estabelece-se ainda uma mínima qualidade que a argamassa deve ter para que a parede apresente uma durabilidade adequada {[26], [56]}. Por exemplo: para paredes internas sem revestimento, deve-se usar no mínimo argamassa do grupo iv); para paredes externas iii ou iv); para fundações - iii) e para muros de arrimo permanentemente úmidos - ii).

TABELA 17 - Argamassas Recomendadas na Inglaterra (proporções em volume) segundo CP-121

	Grupo de Argamassa	Cimento: Cal: Areia	Cimento de Alvenaria: Areia	Cimento: Areia (com Plastificante	Resistência à Compressão Média aos 28 dias (Ensaios de Campo) N/mm²
↑ Aumento na Resistência à Compressão. Diminuição na Capacidade de Absorver Deformações ↑	i	1:0 a $\frac{1}{4}$:3	-	-	11,0
	ii	1:$\frac{1}{2}$:4 a 4$\frac{1}{2}$	1:2$\frac{1}{2}$ a 3$\frac{1}{2}$	1:3 a 4	4,5
	iii	1:1:5 a 6	1:4 a 5	1:5 a 6	2,5
	iv	1:2:8 a 9	1:5$\frac{1}{2}$ a 6$\frac{1}{2}$	1:7 a 8	1,0
	v	1:3:10 a 12	1:6$\frac{1}{2}$ a 7	1:8	-
Direções de Mudança nas Propriedades	→→→ Aumento na resistência à danos devidos ao congelamento. ←←← Aumento na capacidade de aderência e consequente resistência à penetração de água.				

Obs. 1) Resistências aproximadamente equivalentes em cada grupo

2) Proporções para areia seca. Quando há variação na quantidade de areia (p.ex. 8 a 9) os valores maiores referem-se a areia bem graduada e os menores quando for grossa ou uniformemente fina (para obter-se trabalhabilidade);

3) Proporções para pasta de cal. Quando for empregada cal hidratada em pó na mistura seu volume deve ser aumentado por mais de 50% até o necessário para obter-se trabalhabilidade adequada;

4) Cimento Portland BS-12; cal -BS-890; areia -BS1200; cimento de alvenaria -BS5224; plastificante BS4887; Ensaios de resistência à compressão - BS4551.

4.7.3 ESPECIFICAÇÕES ALEMÃS

Na Tabela 18 tem-se as composições recomendadas na Alemanha Ocidental, conforme DIN-1053 "Mauerwerk, Berechnung un Ausführung {[107]} (Alvenaria, Cálculo e Execução).

As recomendações quanto ao emprego são:

i) *Grupo I* - Admitido seu uso para edifícios de até 2 pavimentos e quando a espessura das paredes for maior ou igual a 24 cm.

ii) *Grupos II e IIa* - É proibido o uso simultâneo destes dois grupos no mesmo canteiro de obras. Não é permitido o uso em alvenaria armada.

iii) *Grupo III* - Sem restrições.

A escolha da argamassa na ASC é feita conjuntamente com a escolha do tipo de bloco e em função das tensões admissíveis projetadas.

TABELA 18 - Argamassas recomendadas na Alemanha Ocidental (proporções em volume), segundo DIN-1053

Grupo de Argamassa	Cimento Portland	Cal		Areia	Resistência à Compressão Mínima aos 28 dias (N/mm^2)	
		Pasta	Pó		Valor Isolado	Média
I		1		4	-	-
			1	3		
II	1	1,5		8	2,0	2,5
	1		2	8		
IIa	1		1	6	4,0	4,9
III	1			4	7,9	9,8

Obs. 1) O volume de areia refere-se ao estado de umidade natural (em depósito);
2) O conteúdo de cimento não pode ser diminuído quando se utilizam aditivos plastificantes;
3) Cimento conforme DIN-1164; cal DIN-1060; areia DIN-4226; ensaio de resistência à compressão DIN-18555.

4.7.4 ESPECIFICAÇÕES AMERICANAS

A especificação ASTM C-270 "Standard Specification

for Mortar for Unity Masonry" {108}, recomenda as composições da Tabela 19. Além da resistência à compressão mínima existe a exigência de uma fluidez ("flow") mínima de 70% após a sucção no ensaio de retenção de água (método da ASTM C-91 {111}).

TABELA 19 - Argamassas recomendadas nos Estados Unidos (proporções em volume), segundo ASTM C-91

Tipo de Argamassa	Cimento Portland	Cal	Areia	Resistência à Compressão Média (Mínima) aos 28 Dias (N/mm^2)
M	1	$\frac{1}{4}$	de $2\frac{1}{4}$ a 3	17,2
S	1	$\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$	vezes a soma	12,4
N	1	$\frac{1}{2}$ a $1\frac{1}{4}$	dos volumes de	5,2
O	1	$1\frac{1}{4}$ a $2\frac{1}{2}$	cimento e cal	2,4
K	1	$2\frac{1}{2}$ a 4		0,5

Obs. 1) Cal hidratada em pó ou cal em pasta;
2) Areia úmida e solta;
3) Cimento Portland conforme ASTM C-150; cal virgem ASTM C-5; cal hidratada ASTM C-207; areia ASTM C-144; ensaio de resistência à compressão ASTM C-91.

A escolha da argamassa a ser empregada na alvenaria estrutural deve ser feita segundo as exigências dos codigos de construção adotados (nos Estados Unidos eles são locais) quanto às tensões admissíveis em projeto. A norma ASTM C-270 {108} apresenta um guia para seleção de argamassas em função do tipo de construção. Por exemplo: para paredes estruturais a argamassa recomendada é a de tipo *N* (alternativamente pode ser empregada a *S* ou *M*) para paredes não estruturais tipo *O* (*K*, *N* ou *S*); para fundações e muros de arrimo tipo *S*(*M* ou *N*). Esta norma não recomenda o emprego de aditivos na argamassa {11}.

4.8 A ESCOLHA DA ARGAMASSA

No Brasil, a escolha da argamassa de assentamento adequada para a alvenaria estrutural não armada é um problema crítico

e até o momento não equacionado.

Apesar de o desempenho da parede de alvenaria estar essencialmente subordinado às características da argamassa, e de a alvenaria não armada estar já implantada a mais de 7 anos, não foram ainda executadas pesquisas pertinentes.

Na opinião do autor, o emprego de argamassas inadequadas é a origem principal do extenso estado patológico apresentado pelas estruturas de ASC (ver Capítulos 5 e 6).

A adoção de composições padronizadas, no estágio atual de conhecimento tecnológico das argamassas mistas (no Brasil) é não recomendável. Pois, além de inexistirem pesquisas que correlacionem tais composições com as características desejáveis da parede de alvenaria também inexiste ou é inconsistente a padronização e o controle de qualidade das cales e das areias empregadas. E justamente quando se sabe que, as características destes materiais são as que mais decisivamente influem na qualidade da argamassa.

No entanto, há a necessidade premente de se especificar argamassas de assentamento para a ASC que possuam adequado desempenho funcional e concomitantemente inibam a ocorrência de problemas patológicos.

Diante disto, há que se escolher uma argamassa que:

i) Admita o máximo teor de cal("available lime") na composição;

ii) Empregue pasta de cal;

iii) Utilize uma areia granulometricamente contínua e classificada como média;

iv) "Descanse" pelo menos 24 horas antes do seu emprego.

Na fundamental busca de uma argamassa ideal, deve-se ter como escopo dois conceitos:

" A argamassa adequada é aquela que melhor compatibilize as capacidades de aderência com a de absorver deformações" e

" A avaliação correta destas capacidades da argamassa só é possível se se ensaiarem corpos de prova bloco-argamassa ".

Os ingleses têm uma regra {[18]} *"não use uma argamassa mais forte que aquela exatamente necessária para propiciar a resistência requerida para a alvenaria".*

Anderegg em 1942 {[101]} citava uma máxima inglesa que segundo ele deveria ser adotada nos Estados Unidos - *"Escolha argamassas mais fracas que os tijolos. As argamassas devem ter muitas das funções de uma válvula de segurança e válvulas de segurança não podem ser tolhidas ("not be tied down")."*

5. A PAREDE RESISTENTE

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A parede resistente de alvenaria (não armada) de blocos sílico-calcários é o elemento básico das edificações em alvenaria estrutural sílico-calcária.

A estrutura destas edificações é inteiramente laminar e constituída por chapas verticais adequadamente acopladas entre si, as paredes resistentes, e por placas horizontais apoiadas nestas paredes, as lajes.

A importância da parede resistente decorre da sua atuação como o principal elemento com a função de resistir às solicitações a que o edifício estará sujeito durante toda a sua vida útil (função de estrutura suporte). Isto justifica o destaque que será dado neste capítulo na análise das características mecânicas deste componente.

O termo *parede resistente* será empregado, por simplificação, para designar a parede resistente de alvenaria não armada. Adotar-se-á também a abreviatura PRSC para designar a parede resistente de alvenaria não armada de blocos sílico-calcários.

Na alvenaria estrutural as paredes, além da função de estrutura suporte, têm concomitantemente a função de proteção dos ambientes internos contra a intromissão de agentes indesejáveis (função vedação vertical).

Assim, a parede resistente deve atender a múltiplos requisitos funcionais relacionados com as exigências do usuário, não só em termos de segurança e durabilidade, mas também de habitabilidade. Dentre os inúmeros requisitos, os principais são:

i) Estabilidade e segurança estrutural. A parede deve ter características adequadas para manter-se estável e segura quando

sujeita às diversas solicitações previstas. As deformações intrínsecas (que vier a apresentar) e seus efeitos não podem comprometer nenhum dos outros requisitos;

ii) Isolação térmica. A parede deve possuir uma adequada isolação térmica de maneira a possibilitar um determinado padrão de conforto higrotérmico;

iii) Isolação acústica. A parede deve possuir capacidade de isolar ambientes contra ruídos e vibrações de maneira a possibilitar um determinado padrão de conforto acústico;

iv) Estanqueidade. Quando empregada como vedação exterior a parede deve possuir adequada resistência à penetração da água de chuva:

v) Segurança contra o fogo. A parede deve ter determinada resistência à ação do fogo de modo a manter a estabilidade e a segurança estrutural durante certo tempo;

vi) Durabilidade. A parede deve atender aos requisitos acima durante um período de tempo pré-determinado (vida útil) quando sujeita às solicitações previstas.

Para poder-se avaliar a capacidade que a parede resistente possui para atender a estes requisitos deve-se conhecer, primordialmente, as seguintes propriedades:

i) Resistência à compressão;
ii) Resistência ao cisalhamento;
iii) Resistência à flexão
iv) Estabilidade dimensional;
v) Propriedades térmicas;
vi) Resistência à transmissão sonora;
vii) Resistência ao fogo;
viii) Resistência à penetração de água;
ix) Resistência à agentes agressivos.

Estas propriedades serão analisadas nos ítens 5.3 a 5.5 e 5.8.

5.2 A INTERAÇÃO BLOCO-ARGAMASSA - A ADERÊNCIA

A parede resistente é um elemento estrutural molda

do "in loco" e constituído por apenas dois elementos: os blocos e as juntas de argamassa. As propriedades da parede são, em essência, dependentes das características dos componentes constituintes e da adequada interação bloco-argamassa.

Esta interação ou seja a ação mútua entre os blocos e as juntas de argamassa é a responsável pela obtenção de um produto considerado "homogêneo" (a alvenaria) a partir de produtos isolados. Simplificadamente esta ação é designada por aderência bloco-argamassa.

Uma aderência insuficiente prejudica TODAS as propriedades da parede resistente que interessam (listadas em 5.1) principalmente as resistências mecânicas (ver 5.3) e a resistência à penetração de água. A aderência generalizadamente fraca induz ao não reconhecimento da homogeneidade da alvenaria e, por consequência, a impossibilidade de considerar-se a parede como um elemento da alvenaria estrutural (ver 5.7).

A aderência é na verdade uma conjugação de três propriedades da interface bloco-argamassa: a resistência de aderência à tração; a resistência de aderência ao cisalhamento e a extensão de aderência assim definidos:

"A resistência de aderência à tração é a resistência que a interface bloco-argamassa oferece quando submetida a uma força que atua perpendicularmente a ela no sentido de separar o bloco da argamassa".

"A resistência de aderência ao cisalhamento é a resistência que a interface bloco-argamassa oferece quando submetida a uma força que age no seu plano."

"A extensão de aderência corresponde à razão entre a área de contato efetivo entre a argamassa e o bloco e a área total possível de ser unida."

5.2.1. O MECANISMO DA ADERÊNCIA

A aderência bloco-argamassa é praticamente só mecânica, por ação de encunhamento da argamassa na superfície porosa e irregular do bloco.

De acordo com Rosello {87} o fenômeno da aderência pode ser assim explicado:

"Quando se coloca a argamassa sobre uma superfície absorvente, parte da água de amassamento, que contém em dissolução ou em estado coloidal os componentes do aglomerante, penetra nos poros e canais da base. No interior destes poros se produzem fenômenos de precipitação do hidróxido de cálcio ou dos géis de cimento ou de ambos. Com a pega, estes precipitados intra-capilares exercem uma ação de encunhamento da argamassa à base conseguindo-se assim a aderência. É fundamental então que a argamassa ceda água ao bloco ou tijolo e que a sucção seja contínua".

Davison {89} avaliou a velocidade de perda de água da argamassa para o bloco e do seu trabalho conclui-se que ao se colocar a argamassa sobre um bloco absorvente ocorre um gradiente no teor de umidade daquela que é máximo na zona superior e mínimo na superfície de contato. Se ocorrer de a perda de água ser muito intensa o fluxo é interrompido pela impossibilidade da argamassa continuar fornecendo água. Com a interrupção do fluxo a ação de encunhamento é prejudicada pela descontinuidade entre os cristais endurecidos no interior dos poros e os que endurecem na argamassa.

5.2.2 FATORES QUE INFLUEM NA ADERÊNCIA BLOCO-ARGAMASSA

Diversos autores pesquisaram a influência de diferentes fatores na aderência bloco-argamassa. Dentre outros, se destacam os trabalhos de Palmer & Parsons {114}, Lamana et al. {100} e Rensburg et al. {55}.

Isberner {84} e Grimm & Houston {115} sintetizaram os principais fatores em:

i) Qualidade das argamassas: capacidade de retenção de água; consistência e conteúdo de ar;

ii) Qualidade dos blocos: sucção inicial (IRA); condições da superfície (partículas soltas, textura, etc.),

iii) Qualidade da mão de obra: tecnologia de assentamento e preenchimento completo da junta; intervalo de tempo entre

o espalhamento da argamassa e a colocação do bloco; intervalo de tempo entre a mistura e o uso da argamassa.

Lamana et al. {100} acrescentam ainda mais um fator, considerado por eles fundamental:

iv) Condições de cura.

As qualidades adequadas das argamassas estão diretamente relacionadas com a composição (tipo de aglomerantes e proporções relativas) e com as características dos materiais constituintes.

Yorkdale em trabalho recente (1982) {116}, conclui porém que "a aderência entre tijolos e argamassa não é bem compreendida e deveria ser estudada em profundidade consideravelmente maior, examinando fatores tais como a rugosidade superficial e as características dos poros dos tijolos e o módulo de finura das argamassas..."

Grimm {117}, em 1975, baseado nos dados de três trabalhos clássicos, deduziu uma fórmula para se estimar o valor da resistência de aderência à tração. No entanto, tal fórmula parece não ter ampla validade, pois as suas variáveis referem-se apenas às características da argamassa.

5.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS

Há na literatura um reconhecimento generalizado que as resistências de aderência (à tração e ao cisalhamento) são muito dependentes das características dos blocos, principalmente da sucção inicial (avaliada através do ensaio IRA ou de HALLER - ver 3.7.4 e 4.2.3) {11, 55, 67, 77, 114, 118}

A rápida ou a muito lenta sucção inicial faz com que o bloco retire água da argamassa com uma velocidade inadequada para o desenvolvimento de uma eficiente aderência conforme foi explicado em 5.2.1. Assim, existe uma faixa intermediária de valores de sucção inicial para a qual a resistência de aderência é otimizada. Tal faixa tem validade para argamassas bem definidas, em termos de retenção de água e de consistência.

Rensburg et al.{[55]} concluíram que para os BSC obtém-se uma aderência otimizada quando os blocos possuem uma sucção inicial (IRA) entre 14 e 35 g/min/194 cm^2 para argamassas de consistência padrão (segundo BS-4551 {[109]}). Palmer & Parson {[114]} concluíram que a máxima resistência de aderência ocorre com blocos de IRA igual a 30.

Para blocos com valores de sucção inicial maiores que o valor superior da faixa, há necessidade de ou diminuir a sucção através da prévia molhagem da superfície de assentamento ou empregar argamassas com uma melhor capacidade de retenção de água {[11, 46, 55, 107, 114, 118]}. No entanto, o BSC não deve ser molhado {[56, 76]}, pois esta prática induz a um aumento no potencial de retração na secagem e consequentemente na probabilidade de problemas patológicos (ver 5.4 e 5.8). A única opção é a utilização de uma argamassa com alta capacidade de retenção de água.

Qual o limite superior a ser adotado ? Não foram encontrados valores confiáveis na bibliografia disponível. O valor obtido por Rensburg et al. {[55]} é muito restrito devido à pequena amostragem de tipos de argamassas e de blocos utilizada.

Nos Estados Unidos o limite superior para a sucção inicial é de 21,3 g/min/194 cm^2 {[77, 119]}. Todavia, naquele país as argamassas empregadas no assentamento normalmente possuem uma capacidade de retenção de água apenas moderada.

De acordo com os ensaios realizados (ver 3.8.3) os valores de sucção inicial do BSC fabricado no Brasil variam de 16 a 53 g/min/194 cm^2 sendo que o tipo mais empregado na ASC, o 2DF{{[12]}tem um IRA igual a 52.

Quanto às condições da superfície do bloco, geralmente, um bloco com textura superficial rugosa possibilita uma maior aderência quando comparado com um de textura lisa{[55, 64]}. Isto porque a superfície áspera permite uma melhor ação de encunhamento da argamassa. A existência de partículas soltas (poeira, escamas) também reduz a aderência potencial de um bloco {[55, 64, 67]} por diminuir a extensão de aderência.

5.2.2.2 CARACTERÍSTICAS DA ARGAMASSA

A capacidade de retenção de água da argamassa tem uma importância muito grande na tecnologia da ASC. Como foi observado em 4.2.3 a perda de água excessiva aumenta a rigidez da argamassa, diminui sua resistência e aumenta o potencial de retração do BSC. Contudo, a velocidade muito alta com que o BSC normalmente (o fabricado no Brasil) retira água da argamassa ocasiona ainda uma diminuição sensível na resistência de aderência.

A descrição do mecanismo de aderência bloco-argamassa (5.2.1) explica o porquê desta diminuição.

Como a molhagem prévia do bloco não é recomendada, uma elevada capacidade de retenção de água da argamassa torna-se fundamental para uma boa aderência.

A consistência da argamassa e o conteúdo de ar são dois parâmetros que influem sensivelmente na aderência por sua relação intrínseca com a extensão de aderência. Segundo Lamana et al. {100}, uma maior fluidez permite um contato mais íntimo da pasta com o bloco. Um maior volume de ar ocluso age em sentido inverso, diminuindo a área de molhagem da pasta. Uma consistência inadequada, seja pela mistura ou pela perda de água em excesso para o bloco, leva a uma "insuficiente plasticidade para acomodar os pequenos movimentos necessários para facilitar o assentamento com consequente deficiência na aderência" {56}..

Fishburn {120}, Ritchie & Davison {121} e Plummer {80} em seus trabalhos recomendam a adoção de argamassas de assentamento com alta fluidez. O "Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry" {13} não permite o emprego de argamassas com ar incorporado na alvenaria estrutural.

Os fatores que influem na capacidade de retenção de água e na consistência da argamassa (ver 4.4) influem indiretamente na aderência. São os seguintes: relação água/aglomerante; relação aglomerante/areia; granulometria da areia e natureza e qualidade do aglomerante. Na análise teórica da influência destes fatores, deve-se levar em conta que a alteração de qualquer um deles modifica várias propriedades e os resultados

podem não ser os esperados.

Alguns pesquisadores avaliaram o nível de influência que estes fatores exercem sobre a aderência. Rensburg et al. {55} chegaram à conclusão de que: a resistência de aderência (segundo ensaio australiano, ver 5.2.3) diminui com o aumento de finos na areia, especialmente materiais argilosos; argamassas com quantidades extremas de cimento (muito ricas ou muito pobres) não permitem uma boa aderência. Na Figura 21 pode-se avaliar esta última influência.

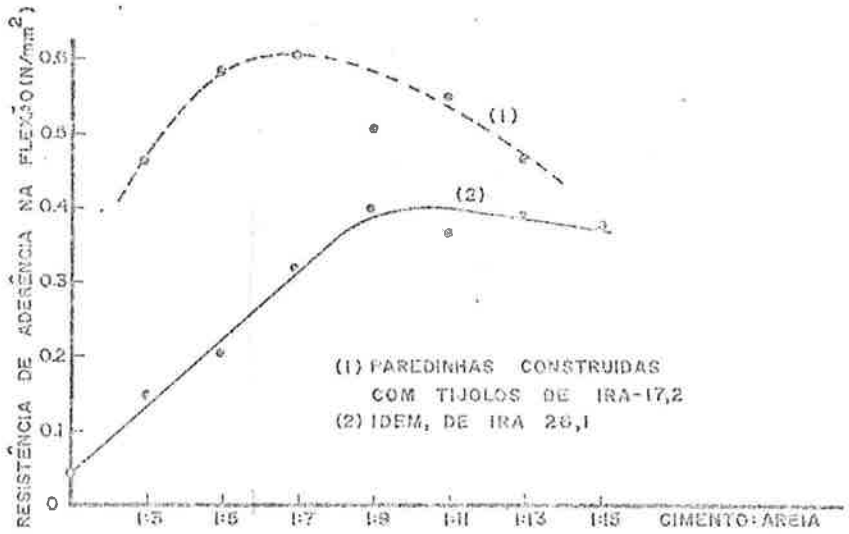


Figura 21 - Variação da Resistência de Aderência entre Argamassas e Tijolos com o Teor de Cimento Portland na Argamassa {55}.

Plummer {80} cita os trabalhos de Davis e de McBurney para concluir que as argamassas com baixo teor de cal e mais especificamente as do tipo S (por exemplo: $1:\frac{1}{2}:4\ \frac{1}{2}$ - cimento:cal e areia em volume) são as que permitem melhor resistência de aderência à tração.

Palmmer & Parsons {114} chegaram a resultados semelhantes e concluiram que as argamassas com um certo teor de cal possibilitam uma maior extensão de aderência. Amrheim {104} afirma que "o uso de cal na argamassa aumenta significantemente a aderência entre a argamassa e o elemento de alvenaria".

5.2.2.3 MÃO DE OBRA E CONDIÇÕES DE CURA

A qualidade da mão de obra empregada é fator essencial na perfeita consecução de uma PRSC. Máo de obra deficiente quase sempre implica em um desempenho aquém do requerido pela tecnologia do processo construtivo. Haller {122} afirma que: "Apenas pedreiros altamente qualificados devem construir paredes de alvenaria pesadamente carregadas".

A utilização de uma argamassa coerente com o BSC empregado, segundo padrões laboratoriais, nem sempre proporciona uma aderência adequada, pela interferência do pedreiro assentador no processo.

Os procedimentos mais comuns que afetam a qualidade da alvenaria e em particular a aderência são:

i) Preenchimento incompleto da junta. Os tijolos e blocos na alvenaria estrutural não armada devem ser assentados com juntas totalmente preenchidas. Falhas de preenchimento correspondem a uma diminuição na extensão de aderência;

ii) Perturbação nos blocos após o assentamento. Segundo Hendry {123}"Qualquer perturbação nos tijolos após eles serem assentados irá resultar na ruptura da aderência entre os tijolos e a argamassa." Estas perturbações ocorrem geralmente quando o pedreiro procura corrigir erros no nível ou no prumo de um bloco após o assentamento. A perda total da aderência acontece quando o pedreiro procura "aliviar" um bloco da sua posição ou porque a junta horizontal ficou muito estreita ou porque ocorreu uma perda da amarração por diferenças nas juntas verticais.

iii) Tempo de espera excessivo. Segundo Lamana et al. {100}: "o tempo de espera corresponde ao período que transcorre desde o momento em que a argamassa foi espalhada sobre a fiada até a colocação dos blocos da fiada superior." A "técnica" de espalhar a argamassa ao longo de uma fiada (por vários metros) e voltar ao início para assentar os blocos, faz com que a argamassa permaneça um tempo excessivo de espera e com isso perca a plasticidade necessária para haver uma adequada aderência. Dependendo das condições climáticas e da capacidade de retenção de água/

sucção inicial do conjunto pode haver perda total da aderência. Ritchie & Davison {[121]} pesquisando esta variável obtiveram uma redução de 72% na resistência de aderência em painéis de tijolo com o aumento do tempo de espera de 30 para 90 segundos.

iv) Emprego de Argamassa já em processo de hidratação. O intervalo de tempo entre a mistura do cimento Portland e o espalhamento na fiada tem de ser inferior ao intervalo de tempo após o qual inicia-se o processo de hidratação. A utilização de uma argamassa "velha" compromete seriamente a aderência.

As condições de cura inapropriadas comprometem a alvenaria e podem acarretar, inclusive, a perda total da aderência. Geralmente a cura inapropriada está associada à evaporação rápida da umidade da argamassa (devido a ventos, calor e baixa umidade relativa do ar). A evaporação rápida inibe a correta hidratação do cimento e provoca uma prematura retração da argamassa e ambos os fatores tendem a comprometer a aderência.

5.2.3 AVALIAÇÃO DA ADERÊNCIA

A avaliação das resistências de aderência à tração e ao cisalhamento, tem sua maior importância na pesquisa de argamassas de assentamento apropriadas para a alvenaria estrutural e na averiguação da adequabilidade de argamassas em ensaios de recebimento.

No estágio em que a alvenaria estrutural (armada e não armada) encontra-se no Brasil, em termos de argamassas de assentamento: ausência de controle de qualidade dos materiais básicos e inexistência de composições padronizadas, a avaliação da interação bloco-argamassa é, na opinião do autor, o caminho natural para a pesquisa e uma das soluções provisórias para se construir melhor, enquanto os processos construtivas evoluem.

É o caminho natural para a pesquisa porque, quando nada se conhece, o primeiro passo é a compreensão do fenômeno. E, é uma das soluções provisórias para se construir melhor porque através de ensaios simples, feitos na obra, pode-se

exercer um controle de qualidade, incipiente, mas válido.

As principais entidades normalizadoras do mundo, com exceção da ASTM, americana, não possuem normas de avaliação da aderência. Nos países em que a alvenaria estrutural já se implantou definitivamente, esta situação justifica-se porque:

i) A aderência é meio e não fim. O que se quer são paredes competentes e (por já se conhecer o fenômeno e por condições de pesquisa propícias) então, são as paredes que são ensaiadas à flexão e ao cisalhamento;

ii) As argamassas e os blocos são padronizados, possuem controle de qualidade e suas qualidades são interrelacionadas com as qualidades das paredes. Portanto, os ensaios de recebimento podem ser feitos com os materiais básicos e os resultados extrapolados para o elemento de alvenaria.

5.2.3.1 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA À TRAÇÃO

Os resultados da avaliação da resistência à tração guardam relação principalmente com a capacidade que a parede de alvenaria tem de resistir a cargas que tendem a fleti-la, por exemplo: cargas verticais excêntricas ou cargas perpendiculares ao seu plano. Também permitem uma avaliação relativa da capacidade da parede resistir às deformações intrínsecas (dilatação e retração volumétricas) {[83]}.

A resistência à tração da interface bloco-argamassa pode ser avaliada por tração direta ("tensile bond strength") ou por tração na flexão ("flexural bond strength").

O único ensaio de tração direta (da interface) normalizado é o "Crossed-Brick Couplets" da ASTM C-952 {[124]}. Não normalizado, mas bastante utilizado em pesquisas, é o ensaio "full brick couplets".

O primeiro consiste em se separar uma das interfaces de dois tijolos unidos (em forma cruzada) por uma junta de argamassa. Para se efetuar esta ruptura, o método de ensaio prescreve um dispositivo com pinos que ao pressionarem as bordas livres dos tijolos, transforma a força de compressão

atuante sobre o dispositivo em uma força de tração, que age na interface. Na Figura 22a, o ensaio está esquematizado. No ensaio "Full Brick Couplets" os dois tijolos são unidos no sentido longitudinal por uma junta de argamassa e a interface tende a se romper ao ser tracionada diretamente pelos blocos que são colados com resina epoxi a duas chapas metálicas que são acopladas em uma máquina de ensaio à tração. A Figura 22b ilustra este ensaio.

O resultado de ambos os métodos é calculado por:

$$f_{it} = \frac{F}{A} \qquad (5.1)$$

Onde:

f_{it} = resistência de aderência à tração em N/mm^2

F = carga total aplicada em N

A = área da interface em mm^2

O método do "Crossed-Brick" apesar de bastante difundido apresenta, segundo Isberner {84}, resultados erráticos e por conseguinte um elevado coeficiente de variação. De acordo com este pesquisador, os tijolos tendem a sofrer uma flexão causada pelos pinos o que produz uma distribuição de tensões não uniforme na interface. Isberner obteve um coeficiente de variação de 43% para este método, enquanto que para o " Full Brick" o coeficiente foi de apenas 11%. Além disso, o "Crossed-Brick", como está projetado só é adequado para o ensaio de tijolos sólidos.

A resistência de aderência à tração na flexão pode ser avaliada por vários métodos. Destacam-se o método americano da ASTM E-518 {125} (módulo de ruptura) e o método australiano da "Standards Association of Australia" AS-1640, descrito em {118}.

Ambos os métodos utilizam como corpo de prova um prisma obtido pela união de vários tijolos assentes um sobre o outro até uma altura mínima pré-fixada. Ao ser ensaiado o corpo de prova é colocado na posição horizontal sobre dois apoios e, ao ser carregado, rompe por separação de uma das interfaces intermediárias, por flexão. A diferença dos métodos é quanto ao tipo e posição do carregamento. Nas Figuras 22c e 22d os ensaios estão esquematizados.

Os resultados são calculados através das fórmulas:

i) $f_x = \frac{0,245\ (5F + 3Fs)L}{bd^2}$ (AS-1640) (5.2)

ii) $f_x = \frac{(F + 0,75\ Fs)\ L}{bd^2}$ (ASTM E-518 "Third Point Loading") (5.3)

iii) $f_x = \frac{0,75\ (F + Fs)\ L}{bd^2}$ (ASTM E-518 "Uniform Loading") (5.4)

onde: f_x = resistência à flexão (AS-1640) ou módulo de ruptura (ASTM E-518) em N/mm^2

F = carga total aplicada em N

Fs = peso do prisma (na norma australiana 90% do peso)

L = vão entre apoios, em mm

b = largura do prisma, em mm

d = altura do prisma, em mm

Segundo a norma ASTM E-518 [125] o método "Flexural Bond Strength of Masonry" "foi projetado para fornecer meios simplificados e econômicos de coligir dados comparáveis de pesquisas sobre a resistência de aderência na flexão, desenvolvida com diferentes tipos de elementos de alvenaria e argamassas ou, com o propósito de checar o controle de qualidade da obra (materiais e mão de obra)." Esta colocação esclarece perfeitamente o significado da aplicação e a importância do método de avaliação.

Para o Brasil, só a afirmação de que é econômico não procede inteiramente, pois o método requer uma máquina de ensaios mecânicos especial, pelas suas proporções, não usual em nossos laboratórios.

Assim, dentre todos os ensaios o melhor parece ser o australiano. É simples, absolutamente econômico (não exige equipamento algum) razoavelmente preciso e o mais importante, na opinião do autor, pode ser executado facilmente no canteiro da obra para exercer (e não checar, como está prescrito) um certo nível de controle de qualidade de produção/aceitação que,

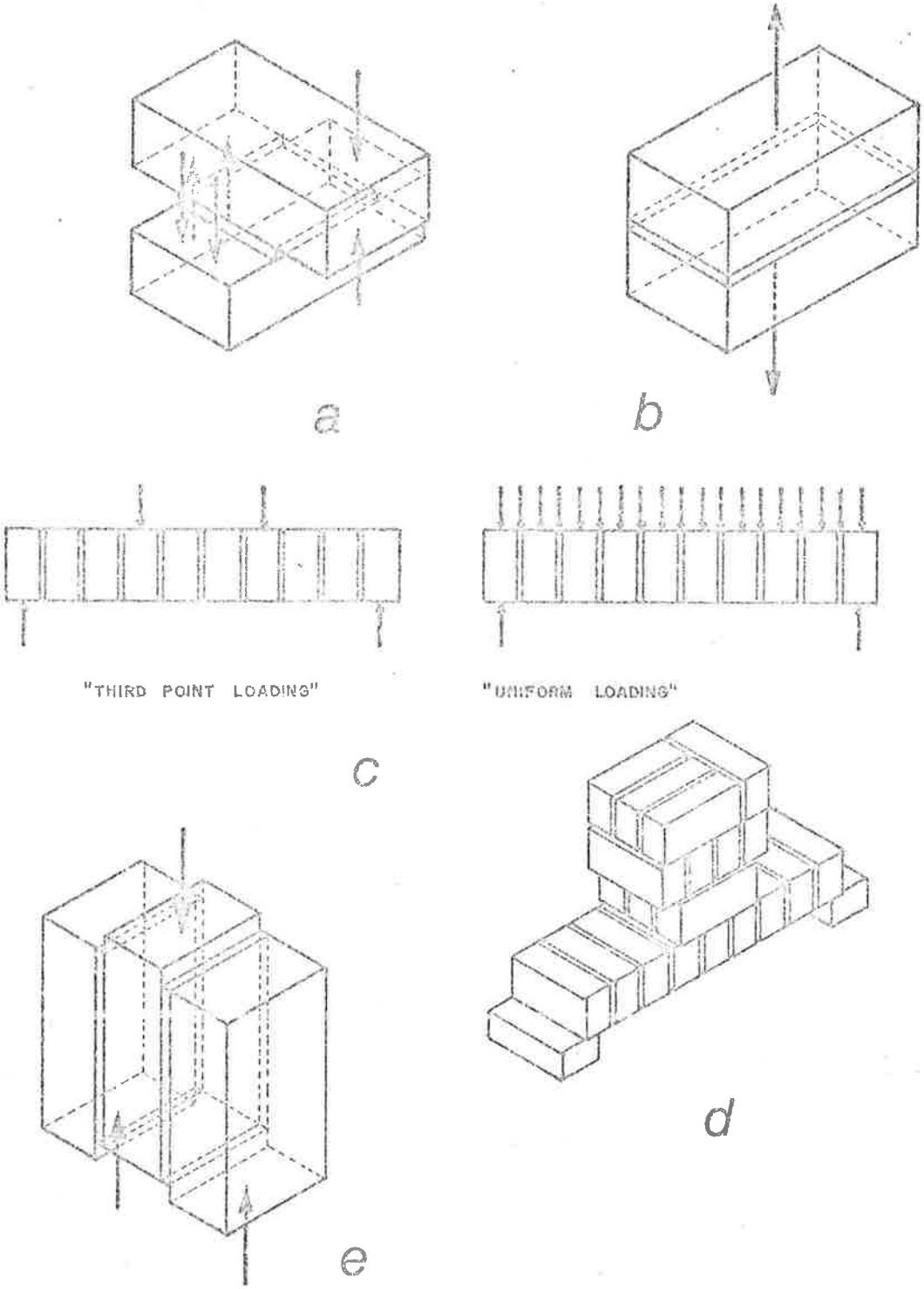


Figura 22 - Ensaios de Avaliação da Resistência de Aderência: a) Ensaio "Crossed-Brick Couplets" (ASTM C-952); b) Ensaio "Full Brick Couplets"; c) Ensaio "Flexural Bond Strength" (ASTM E-518); d) Ensaio "Bending Strength"(AS-1640); e) Ensaio "Brick Triplet".

se não é o ideal, pelo menos é algo mais do que nada.

O National Building Research Institute esclarece na publicação referenciada {118} que, segundo o código australiano, para a alvenaria estrutural, exige-se uma resistência à flexão mínima de 0,276 N/mm^2, obtida no teste descrito. Isto corresponde aproximadamente à carga de 9 BSC tipo 2DF. O trabalho cita que normalmente a ruptura do prisma ocorre com a carga de 20 a 25 tijolos (14 a 18 BSC, tipo 2DF).

5.2.3.2 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA AO CISALHAMENTO

A importância da avaliação da resistência de aderência ao cisalhamento está relacionada com a capacidade da parede de resistir às cargas horizontais atuantes no seu plano (que tendem a cisalhar a parede) e, principalmente, às deformações volumétricas intrínsecas. A resistência da parede a cargas horizontais que agem no seu plano são melhor avaliadas em paredes em escala 1:1 ou em paredinhas ("wallets") (ver 5.3.2 e 5.6).

Em complementação, os ensaios de avaliação permitem ainda verificar, em laboratório, de maneira simples e econômica, a compatibilidade entre as características dos blocos e as das argamassas, com o intuito de encontrar uma ou mais combinações otimizadas destes materiais (em termos de aderência) e as técnicas de assentamento mais adequadas.

O ensaio mais difundido é o do "Shear Bond Strength", conhecido por "Brick Triplet". Apesar de não se ter notícia de que esteja estandardizado nas principais entidades de normalização, é muito utilizado em pesquisas. Hendry {123} cita que "... (o "Brick Triplet") tem sido usado por muitos pesquisadores, por ser facilmente executável, sem a necessidade de equipamentos especiais."

Lamana et al. {100} citam que originalmente foi normalizado na Austrália (AS-1640 - ASS-Brickwork Code) e constituiu-se em subsídio para o projeto da norma chilena INN-167 OF-54{126}.

O ensaio "Brick Triplet" ocasiona um cisalhamento direto na interface bloco-argamassa. O corpo de prova

é moldado assentando-se três blocos, um sobre o outro, sendo que o do meio é deslocado um ou mais centímetros em relação aos outros dois. O ensaio é executado por compressão aplicando uma carga no bloco central com sentido paralelo às juntas de argamassa. Na Figura 22e o ensaio é esquematizado. O resultado é calculado pela fórmula:

$$f_{iv} = \frac{F}{A} \qquad (5.5)$$

onde: f_{iv} = resistência de aderência ao cisalhamento em N/mm^2

F = carga total aplicada em N

A = soma da área das duas superfícies aderidas (das duas juntas de argamassa) em mm^2

Segundo Page {127}, o valor típico da razão entre a resistência de aderência ao cisalhamento (segundo a AS-1640) e a resistência de aderência à tração ("Full Brick Couplets") é de 2,31.

Segundo Amrheim {104}, o ensaio é normalizado na Califórnia e o The Office of the State Architect of California, especifica uma mínima resistência de aderência ao cisalhamento de 0,138 N/mm^2 após 14 dias de cura dos " Triplet-Brick". Destaque-se que este valor mínimo é exigido em função da alta resistência de aderência ao cisalhamento que a parede de alvenaria deve apresentar em regiões de grande risco sísmico como o é a Califórnia.

O autor realizou uma pesquisa exploratória deste método moldando 11 corpos de prova com BSC, tipo 2DF, nos quais variaram-se: a composição da argamassa; a condição de umidade do bloco; o tempo de aplicação da argamassa após a mistura e as condições de cura. Apesar da intenção ser de apenas "tomar contato" com o ensaio, pode-se avaliar a sua sensibilidade (mínimas mudanças nas variáveis são acusadas) e a coerência dos resultados obtidos (com a teoria). Por ter sido feito sem um caráter científico (apenas um corpo de prova de cada combinação das variáveis) os resultados numéricos da série de ensaios não serão citados, porém algumas conclusões podem serinferidas, com segurança, pela repetição do fenômeno e por suas características:

i) A ação de encunhamento dos cones de argamassa (formados nas perfurações do BSC) faz com que, ao contrário dos tijolos sólidos, a perda de aderência se dê normalmente na interface inferior da junta. A exceção ocorre naqueles corpos de prova em que a aderência na interface foi otimizada, ocorrendo então a ruptura por cisalhamento dos cones de argamassa ao nível na interface superior;

ii) Os BSC empregados possuem alto IRA (média-32,8). Notou-se que para os corpos de prova moldados com argamassas só de cimento (traço 1:4 em volume) a molhagem do bloco provocou um aumento na aderência de no mínimo 280% em relação ao bloco com umidade natural. Para as argamassas mistas o aumento da aderência foi sempre inferior àquele valor, porém observou-se, sem exceção, um aumento da resistência de aderência;

iii) Se for considerado válido, para efeito comparativo somente, o valor mínimo exigível na Califórnia para a resistência de aderência, o BSC fabricado no Brasil apresenta, desde que corretamente assentado, potencial para a fabricação de paredes altamente resistentes (7 corpos de prova apresentaram resultados superiores ao mínimo).

A pesquisa exploratória efetuada marcou o início de um programa de pesquisas em andamento no Lab.de Construção Civil da Escola Politécnica destinado a avaliar a capacidade de aderência de variadas composições de argamassa de assentamento, bem como, de determinar a melhor técnica executiva de alvenaria de BSC e da capacidade que esta apresenta de absorver deformações intrínsecas sem fissurar.

5.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA

Na análise do comportamento mecânico das paredes resistentes, a propriedade primordial é a capacidade resistente da parede à ação de cargas atuantes de compressão ou simplificadamente resistência à compressão. A par desta, outras propriedades são igualmente vitais para o desempenho estrutural da parede: a resistência à ação de cargas que tendem a fle

xioná-la e a cisalhá-la, ou resistência à flexão e ao cisalhamento (respectivamente) e a resistência à tração da qual estas últimas são diretamente dependentes. Na Figura 23 esquematicamente estão representadas as cargas atuantes (também chamadas de esforços externos).

A capacidade resistente de uma parede de alvenaria é dependente da resistência da alvenaria e de propriedades geométricas da parede como: o coeficiente de esbeltez, a área da seção resistente e a relação altura/comprimento. Neste ítem serão analisadas as propriedades resistentes da alvenaria e no ítem 5.6 a capacidade resistente das paredes (dimensionamento).

Os corpos de prova de alvenaria utilizados na avaliação das resistências são bastante diversos. Geralmente possuem a espessura igual a largura do bloco (ou tijolo) e as outras dimensões variáveis. Por padronização da nomenclatura, serão empregados os seguintes termos:

i) Prismas - corpos de prova de pequenas dimensões. Normalmente de dimensões máximas 50 x 50 cm, em inglês "prisms" ou "masonry assemblages".

ii) Paredinhas - corpos de prova de dimensões médias, com o comprimento igual ou maior ao dobro da largura; dimensões usuais de 50 x 100 cm ou 60 x 120 cm, em inglês "wallets" ou "piers" ou ainda "wall columns";

iii) Paredes - corpos de prova de comprimento equivalente ao pé-direito usual (2,40 a 2,60 m) em edifícios e largura de 2/5 a 1/2 do comprimento. Em inglês "wall".

5.3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As resistências da alvenaria à compressão, à flexão e ao cisalhamento têm sido sistematicamente investigadas. Como, segundo Hendry {[123]}, na alvenaria estrutural os elementos paredes são primariamente submetidos à compressão, é

natural que haja uma concentração de pesquisas sobre o comportamento destas quando submetidas a este tipo de carregamento.

Para melhor poder avaliar a capacidade resistente da alvenaria, é necessário conhecer-se o seu mecanismo de ruptura na compressão e identificar as principais variáveis que a afetam.

Os seguintes fatores têm destacada importância na capacidade resistente da alvenaria à compressão:

i) Resistência da unidade de alvenaria;
ii) Resistência da junta de argamassa;
iii) Resistência de aderência do conjunto. Por conseguinte: sucção inicial dos elementos; retenção de água da argamassa; qualidade da mão de obra; condições de cura.
iv) Características reológicas da unidade e da junta de argamassa;
v) Espessura e disposição das juntas (amarração);
vi) Formato, dimensões, existência de vazios e tolerâncias dimensionais das unidades de alvenaria.

Alguns autores classificam os fatores em três: resistência dos tijolos; resistência da junta e outros. Para estes últimos é adotada uma terminologia própria. Schellbach {129} chama-os de um único "Inequality Factor" e afirma que "O fator de disparidade é responsável pelas mais frequentes e amplas variações na capacidade resistente da estrutura". Hilsdorf segundo Sahlin {11} nomeia-os de "Coeficient of Non-Uniformity".

Os ensaios de corpos de prova de pequenas dimensões fornecem resultados que normalmente não reproduzem as condições reais a que estarão submetidos os elementos, mas atuam como índices correlacionáveis com a realidade, para o dimensionamento. Porém, a não estandartização destes ensaios, pode vir a introduzir outras variáveis que irão fornecer resultados discrepantes de resistência à compressão para corpos de prova que, mesmo tendo características idênticas, tenham sido submetidos a procedimentos de ensaios diferentes. Exemplos de novas variáveis: material de capeamento do corpo de prova; geometria do prisma; velocidade de carregamento; condições de confinamento do corpo de prova.

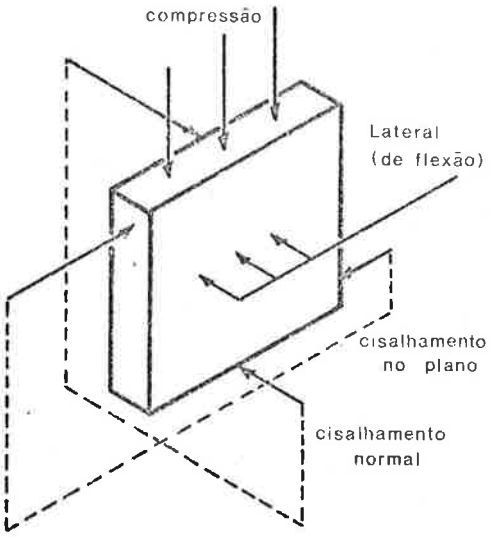


Fig. 23 Cargas Atuantes em uma Parede

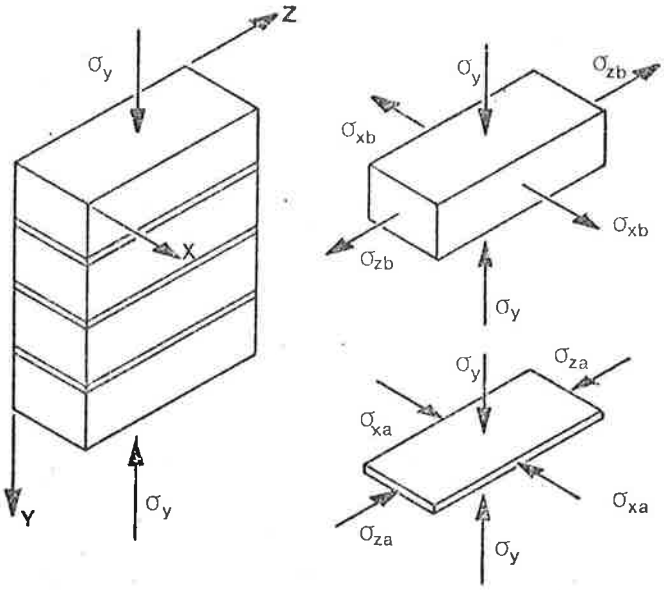


Fig. 24 Tensões no Tijolo e na junta de Argamassa devido à aplicação de Carga de Compressão Axial.

5.3.1.1 MECANISMO DE RUPTURA

O modo de ruptura de um elemento de alvenaria sujeito a um carregamento uniforme de compressão vertical e atuante no seu plano é universalmente conhecido e aceito {16}. Grimm {117} cita que em 1896 Street & Clarke já o haviam descrito, porém sem explicá-lo.

A ruptura ocorre com o desenvolvimento de fissuras verticais de tração e o mecanismo essencial de ruptura ("Splitting Failure") é também amplamente aceito {11, 64, 123, 130, 131, 132}. A descrição deste mecanismo, segundo Hilsdorf {130}é a seguinte: " 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 a aderência e ao atrito entre a argamassa e o tijolo, a argamassa é confinada. Consequentemente um estado interno de tensões desenvolve-se, o qual consiste em

compressão axial e tração lateral no tijolo e compressão triaxial na argamassa (ver Figura 24). 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.".

A ruptura ocorre então devido a tração bidirecional {[11]} nos tijolos que ocasiona primeiramente fissuras verticais nos tijolos e que conduz, no estágio final, ao colapso da alvenaria. Ou como afirmam Samarasinghe et al. {[133]}: "O colapso ocorre quando sucessivas e localizadas rupturas causam instabilidade".

Apesar de as bases do mecanismo de ruptura serem simples, algumas teorias foram desenvolvidas para justificá-lo através de formulações matemáticas e dados experimentais. Hendry {[123]} fez uma revisão destas teorias que, resumidamente, serão explicadas a seguir:

a) Francis et al. {[132]} baseados na teoria da elasticidade procuraram criar um modelo teórico e chegaram a deduzir uma equação (abaixo) para a determinação da tensão de compressão que leva à ruptura uma alvenaria. Os parâmetros envolvidos são as características reológicas dos materiais e não as resistências individuais.

$$\sigma_{ult} = \frac{\sigma'_{ult}}{1 + \dfrac{\phi\,(\beta\,\nu_a - \nu_b)}{\alpha\beta\,(1 + \nu_a)}} \qquad (5.6)$$

= tensão de ruptura à compressão

A Figura 25a ilustra o significado de σ_{ult} σ'_{ult} e σ'_t. A notação é a mesma da Figura 24. Tem-se ainda: (índices *a* e *b* referem-se à argamassa e ao tijolo respectivamente).

$\beta = \dfrac{E_b}{E_a}$ = relação entre os módulos de elasticidade

ν_a, ν_b = coeficientes de Poisson

α = coeficiente entre a altura do tijolo e a espessura da argamassa

$$\phi = \frac{\sigma'_{ult}}{\sigma'_t}$$, onde:

σ'_{ult} = Tensão de ruptura à compressão na ausência de tensões de tração.

σ'_t = Tensão de ruptura à tração na ausência de tensões de compressão.

Hendry critica a existência de discrepâncias entre a teoria e os dados experimentais devido à aproximação do parâmetro ϕ e dos coeficientes de Poisson. Também afirma que: a assunção da elasticidade da argamassa é errada, pois a argamassa é não-elástica no ponto de ruptura e que a teoria não pode ser aplicada a paredes de alvenaria com juntas amarradas pois, o modelo teórico só vale para prismas como o da Figura 24 ("Stack Prisms").

b) Hilsdorf {130} propôs uma teoria para a determinação da resistência da alvenaria baseada nas resistências do tijolo e da argamassa quando submetidos à ação de tensões multi-axiais.

Segundo Hendry, a Figura 25b explica a teoria proposta:- "A linha A é a envoltória do critério de ruptura (teórico) do tijolo e quando uma compressão externa é aplicada à alvenaria, as tensões de tração internas induzem um efeito como representado pela linha B_1. Quando esta linha intercepta a envoltória, uma fissura local desenvolve-se na alvenaria.

Fissuras locais adicionais irão aparecer com o subsequente aumento da carga. Porém, fissuras generalizadas não irão surgir até quando: ou o tijolo não puder mais prover a restrição biaxial necessária para prevenir a ruptura da argamassa, ou o estado multi-axial de tensões desenvolvido no tijolo exceder sua resistência à ação combinada das tensões atuantes. Estas fissuras irão ocorrer quando a linha que define a resistência triaxial da argamassa (linha C) interceptar a envoltória."

A expressão geral que define a resistência à compressão axial da alvenaria (f_m) deduzida por Hilsdorf é:

$$f_m = \frac{f_b}{U_u} \cdot \frac{f_{bt} + \alpha f_a}{f_{bt} + \alpha f_b} \text{, onde} \qquad (5.7)$$

f_b = resistência à compressão uniaxial do tijolo;

f_{bt} = resistência do tijolo submetido à tração biaxial;

f_a = resistência à compressão uniaxial da argamassa;

α = $\frac{j}{4,1\ h}$ onde j é a espessura da junta de argamassa e h a altura do tijolo e,

U_u = coeficiente de não uniformidade.

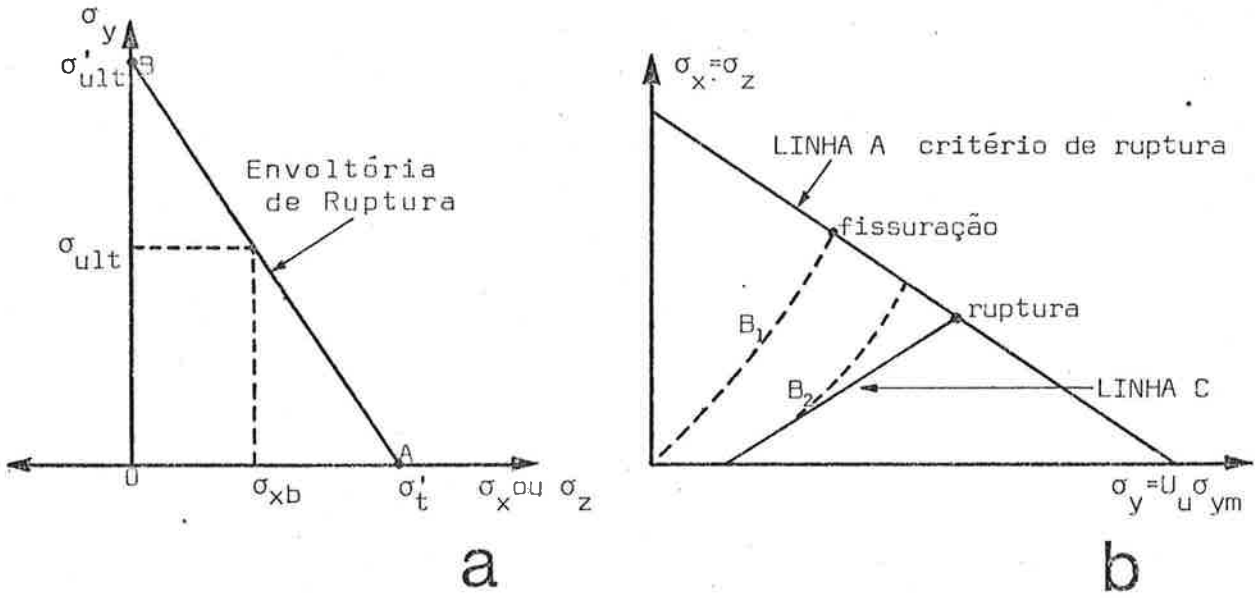


Figura 25 - Teorias do mecanismo de ruptura da alvenaria
a) Francis et al. {132}; b) Hilsdorf {130}.

O coeficiente de não uniformidade é uma variável que depende de inúmeros parâmetros, incluindo a espessura da junta, o tipo e a resistência da argamassa, a qualidade da mão de obra, o tipo e as perfurações do tijolo e o tipo de amarração da alvenaria. Hilsdorf estabeleceu experimentalmente, o valor de U_u pa

ra várias combinações tijolo-argamassa {[130]}. Concluiu ainda que a equação (5.7) quando comparada com resultados experimentais pode predizer a resistência à compressão axial da alvenaria com uma margem de erro de 20%.

c) Hendry & Khoo (citados em {[123]}) desenvolveram teoria semelhante a de Hilsdorf (e a partir dela). Hilsdorf havia assumido que a resistência à tração biaxial do tijolo é igual a sua resistência à tração uniaxial e havia assumido o estado triaxial da argamassa na ausência de dados experimentais.

Hendry & Khoo realizaram inúmeras experiências para determinar estes parâmetros. Por exemplo, descobriram que a relação linear assumida por Hilsdorf (a envoltória) não é real (a envoltória é uma linha côncava), pois a resistência à compressão dos tijolos é severamente reduzida pela presença de uma tensão de tração ortogonal. Deduziram ainda, as curvas que representam efetivamente os estados triaxiais de compressão de diversas composições de argamassas e para diversas espessuras de junta. Os resultados (a explicação da teoria é a mesma da de Hilsdorf) estão plotados no gráfico da Figura 26. Neste gráfico, α corresponde a razão entre a espessura da junta e a altura do tijolo.

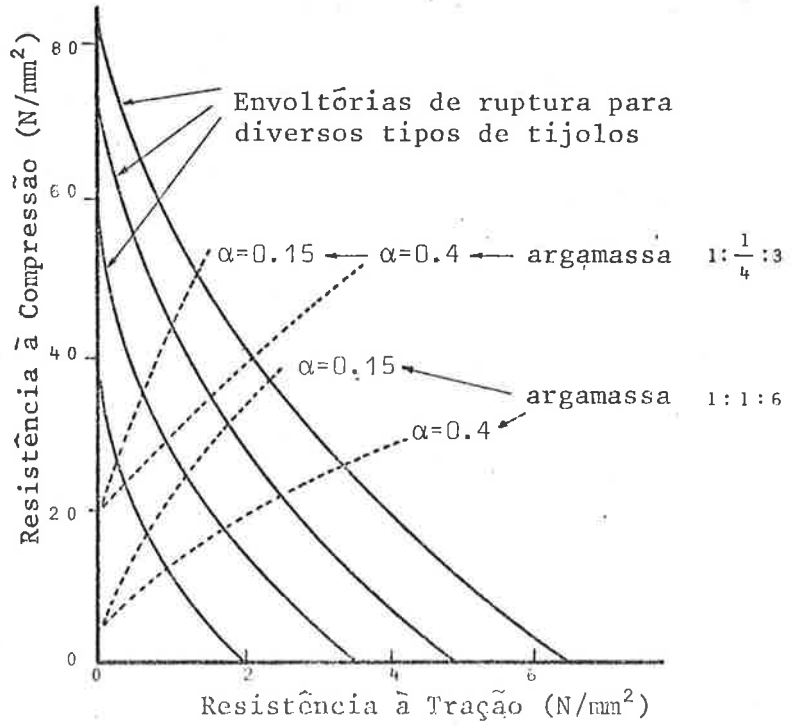


Figura 26 - Solução gráfica para a resistência à compressão de prismas de alvenaria.

Segundo Hendry, no estágio atual "a teoria da ruptura pode predizer a resistência de prismas de alvenaria com razoável segurança, mas a resistência do prisma não é, necessariamente, igual à resistência à compressão de paredes de alvenaria que é usualmente mais baixa... Deve também ser notado que a teoria da ruptura é unicamente válida quando a resistência do tijolo excede a resistência da argamassa senão as propriedades reológicas dos materiais irão ser tais que a umidade de alvenaria não será submetida à tração bilateral considerada na teoria."

5.3.1.2 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Da teoria que explica o mecanismo de ruptura da alvenaria na compressão, pode-se inferir várias conclusões sobre alguns dos fatores que afetam a resistência à compressão:

i) Com o aumento da espessura da junta diminui a resistência da alvenaria. Com o aumento da espessura da junta 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;

ii) Quanto maior a relação entre a altura do tijolo e a espessura da junta, maior a resistência da alvenaria. Explicação semelhante a anterior;

iii) Quanto maior a resistência à tração dos tijolos, maior a resistência à compressão da alvenaria;

iv) Para otimizar a resistência da alvenaria deve-se empregar: tijolos com pouca variação dimensional (evita pontos de concentração de tensões e permite juntas constantes e mais finas), sem fissuras (implica em menor resistência à tração) e, com perfurações de menor dimensão possível (grandes furos aumentam o diferencial entre a deformação da argamassa e do bloco); argamassas de pequena deformação transversal, isto é, alto módulo de elasticidade.

Quantificar estes e outros fatores que afetam a resistência à compressão da alvenaria, têm sido objeto de várias pesquisas. A seguir serão citados alguns dos resultados obtidos por diversos estudiosos. Apesar de na maior parte das pesquisas terem sido empregados tijolos cerâmicos, os resultados são normalmente coerentes com a PRSC, pois relacionam-se com características macroscópicas comuns aos dois materiais.

a) Efeito da Resistência à Compressão do Bloco

A resistência à compressão do bloco é, segundo Sutherland {[16]} 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. Além do que, ele é o componente mais resistente do conjunto.

Apesar de a resistência à compressão do bloco em ensaios normalizados (ver 3.7.2) não ser uma medida direta da sua resistência na parede, pois o seu modo de ruptura nas duas situações é bastante diferente, existe uma proporcionalidade entre a resistência da alvenaria e a resistência nominal do bloco. Hendry {[123]} diz que a grosso modo aquela é proporcional à raiz quadrada desta. Segundo Sahlin {[11]} normalmente a resistência da parede varia de 25 a 50% (com limites de 10 a 90%) da do bloco sendo que para o BSC geralmente é de 50%. Sahlin chama esta relação de fator de eficiência. Na Figura 27a do "Building Research Establishment" {[134]} é ilustrado este fator para blocos de diversas resistências à compressão.

O fator de eficiência diminui para blocos de maior resistência individual porque quanto maior é esta resistência, maior é o diferencial entre a resistência do bloco e da argamassa e maior a influência das características da junta e da interface.

Na Figura 27b, do trabalho de Thomas {[135]} está representado o efeito da variação da resistência do bloco na resistência de prismas de alvenaria. Na Tabela 21 da BS-5628 {[113]} o efeito daquela resistência é relacionado com a resistência característica da parede de alvenaria.

b) Efeito da Resistência à Compressão da Argamassa

Conforme foi citado em 4.2.5, já em 1950 reconhecia-se

que 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.

Hendry {123} cita que a grosso modo a resistência da alvenaria é proporcional à raiz cúbica ou a quarta raiz da resistência da argamassa (em ensaio normalizado). Klein {18} experimentalmente e empregando BSC, determinou que a resistência da parede é proporcional à quarta raiz da resistência da argamassa.

Ragsdale {46}, Klein {18}, Isberner {83}, o Building Research Establishment {134} confirmam a pouca influência da argamassa, para blocos de médias resistências. Hoath et al. {136} experimentalmente verificaram que, com uma argamassa 1:2:9 (cimento:cal e areia em volume) e BSC de resistência à compressão 37,3 N/mm^2, a resistência de prismas cúbicos de alvenaria é a mesma de prismas feitos com o mesmo bloco, mas com argamassa 1:$\frac{1}{2}$:4$\frac{1}{2}$. E concluem que, para o BSC deve-se sempre empregar argamassas ricas em cal. Somente para blocos de alta resistência (70 N/mm^2, segundo o BRE) é importante a utilização de argamassas de alta resistência. Na Figura 27c {134} o efeito de diversas composições de argamassas na resistência de prismas de alvenaria é destacado (as resistências são relativas àquela da argamassa 1:3 (cimento e areia) e a do prisma construído com esta argamassa).

c) Efeito da Espessura da Junta

A variação na espessura da junta influencia a resistência à compressão da alvenaria pelos motivos expostos no início deste ítem. Esta influência é bastante variável. Shalin {11} assume um decréscimo na resistência de 15% para cada 0,3 cm de au -

mento na espessura da junta. Gross et al. {119} citando resultados obtidos no "Structural Clay Products Institute", concluem que com o aumento da espessura da junta de 1,0 cm para 1,7 cm a resistência de prismas de alvenaria reduz-se 46% e com a redução para 0,63 cm a resistência aumenta 12%.

Sutherland {16} para aquele mesmo aumento cita uma redução de 30%. Afirma ainda, que para uma junta nula (sem argamassa) a resistência da alvenaria aproxima-se da resistência do bloco.

A veracidade desta afirmação e a variabilidade das resistências com a espessura da junta pode ser examinada na Figura 27d, citada por Hendry {123}.

d) Efeito da Resistência de Aderência

No ítem 5.2.3 foram avaliados os efeitos na resistência de aderência de diversas variáveis. Como a resistência à compressão da alvenaria é dependente da resistência de aderência, as variáveis que influenciam esta resistência exercem também influência naquela.

Por exemplo, Haller {122} ilustra na Figura 27e a influência da sucção inicial(IRA) na resistência de paredes de 15 cm de espessura construída com argamassas de cimento e areia e cimento, cal e areia.

A mão de obra exerce uma forte influência na resistência à compressão da alvenaria. Por exemplo, o não preenchimento completo das juntas e as perturbações nos blocos recém assentados, entre outros fatores, reduzem bastante aquela resistência. Sahlin {11} cita um estudo de Monk em que para blocos de resistência 20 N/mm^2 pode-se obter um aumento de 100% na resistência à compressão da alvenaria com o aperfeiçoamento da mão de obra. Segundo Isberner {63} a resistência de paredes construídas por mão de obra não fiscalizada é de cerca de 70% da obtida quando a mão de obra é fiscalizada. Gross et al. {119} obtiveram 67%.

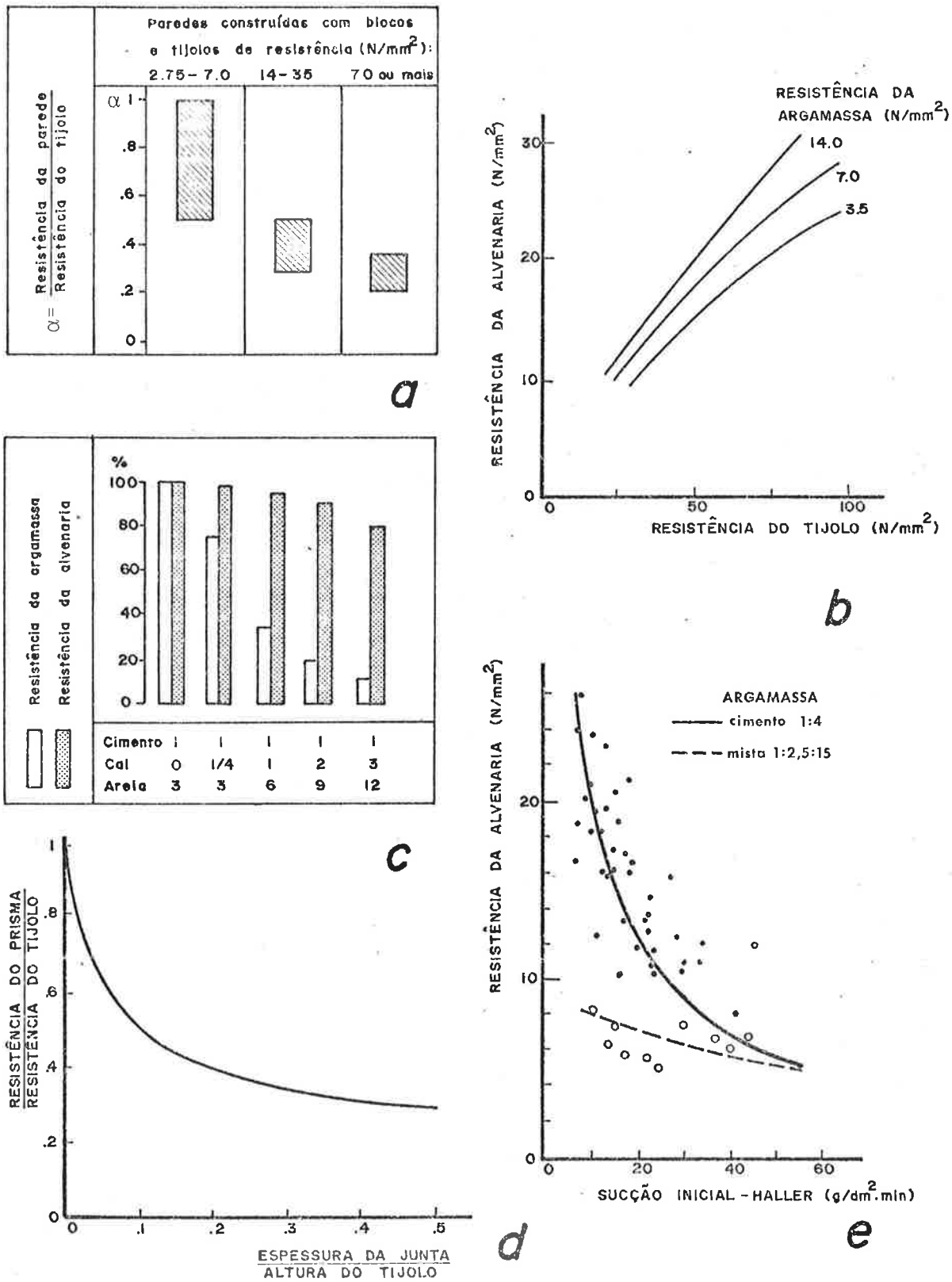


Figura 27 Fatores que Afetam a Resistência à Compressão da Alvenaria. a) Resistência dos blocos na resistência de paredes; b) Resistência de blocos e argamassas; c) Resistência das argamassas; d) Espessura da Junta; e) Sucção inicial-Haller.

5.3.1.3 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para utilização prática, no dimensionamento da alvenaria estrutural, pode-se determinar a resistência à compressão das paredes de alvenaria por três processos:

i) Por ensaios de determinação da resistência à compressão de paredes, semelhantes às que serão empregadas, ou seja com a altura do pé-direito ("Storey-height").

ii) Por inferição através de ensaios de prismas ou paredinhas de alvenaria.

iii) Por inferição através da resistência à compressão do tijolo e do tipo de argamassa que serão empregados na parede.

Os três processos foram relacionados em ordem decrescente de complexidade, custos e coerência de resultados (com a realidade).

Evidentemente, pode-se obter resultados também coerentes utilizando-se o processo mais simples e menos custoso. Porém, para que isto ocorra é necessário que já exista uma adequada correlação entre a resistência à compressão do tijolo com a resistência à compressão da parede, para o emprego de uma certa argamassa. Esta adequada correlação pressupõe a prévia: realização de inúmeros ensaios de paredes que combinem todos (ou quase todos) os tipos estandartizados (inclusive quanto às diferentes resistências à compressão) de tijolos ou blocos com todas as composições recomendadas das argamassas; estandartização de tijolos, blocos, composições de argamassas e de seus materiais constituintes; existência de códigos de construção com prescrições restritivas quanto à técnica construtiva; normalização de métodos de ensaio precisos e sensíveis de paredes e dos materiais básicos; existência de controle de qualidade dos insumos e da produção (da parede).

Pode-se dispensar alguns dos requisitos listados, substituindo-os por altos coeficientes de segurança. Mas aí, no entender do autor, o dimensionamento deixa de ser racional (o que define a alvenaria estrutural) e passa a ser empírico. No passado, empregavam-se altos coeficientes de segu-

rança devido, principalmente, à inexistência daqueles requisitos. Por exemplo, estima-se que o coeficiente de segurança empregado no dimensionamento (empírico) do Monadnock (ver Capítulo 2) foi em torno de 30.

Antes da afirmação da alvenaria estrutural na década de 70, era comum um pesquisador deduzir uma fórmula empírica que relacionasse a resistência da alvenaria com a resistência dos tijolos e das argamassas. Sahlin {[11]} e o Conseil International du Bâtiment, em estudo bibliográfico {[137]}, citam quinze das mais conhecidas fórmulas. Uma diferente da outra. E com resultados incompatíveis, como pode ser visto na Figura 28.

Ocorre que cada uma destas fórmulas foi obtida a partir de dados experimentais particularizados para as condições locais; características dos blocos e das argamassas; características construtivas e geométricas das paredes; métodos de ensaio.

Hoje em dia, o uso de fórmulas gerais para predizer a resistência da alvenaria está praticamente abandonado, pela impossibilidade que apresentam de contabilizar todas as variáveis influentes. A última tentativa que se tem notícia foi de Grimm {[117]}, nos Estados Unidos, que derivou a fórmula abaixo, a partir dos resultados obtidos por vários pesquisadores:

$$f_m = 1{,}42\ \xi\eta\ f_b\ 10^{-8}\ (f_a^{\,2} + 9{,}45 \times 10^6)(1-\varepsilon)^{-1} \qquad (5.8)$$

onde:

f_m = resistência à compressão de prismas de alvenaria (segundo (ASTM E-477)

f_b = resistência média à compressão dos tijolos (ASTM C-67)

f_a = resistência à compressão de cubos de argamassa (ASTM - C-91)

ξ = coeficiente de esbeltez do prisma

η = fator dimensional do tijolo

ε = fator da qualidade da mão de obra.

O ensaio de prismas fornece resultados me-

lhores, comparado com o ensaio de tijolos, mas pressupõe ainda a existência de muitos requisitos. É empregado quando o estudo da fenomenologia (combinação de todos os tijolos com todas as argamassas) foi feito baseado em prismas e alguns destes correlacionados com paredes.

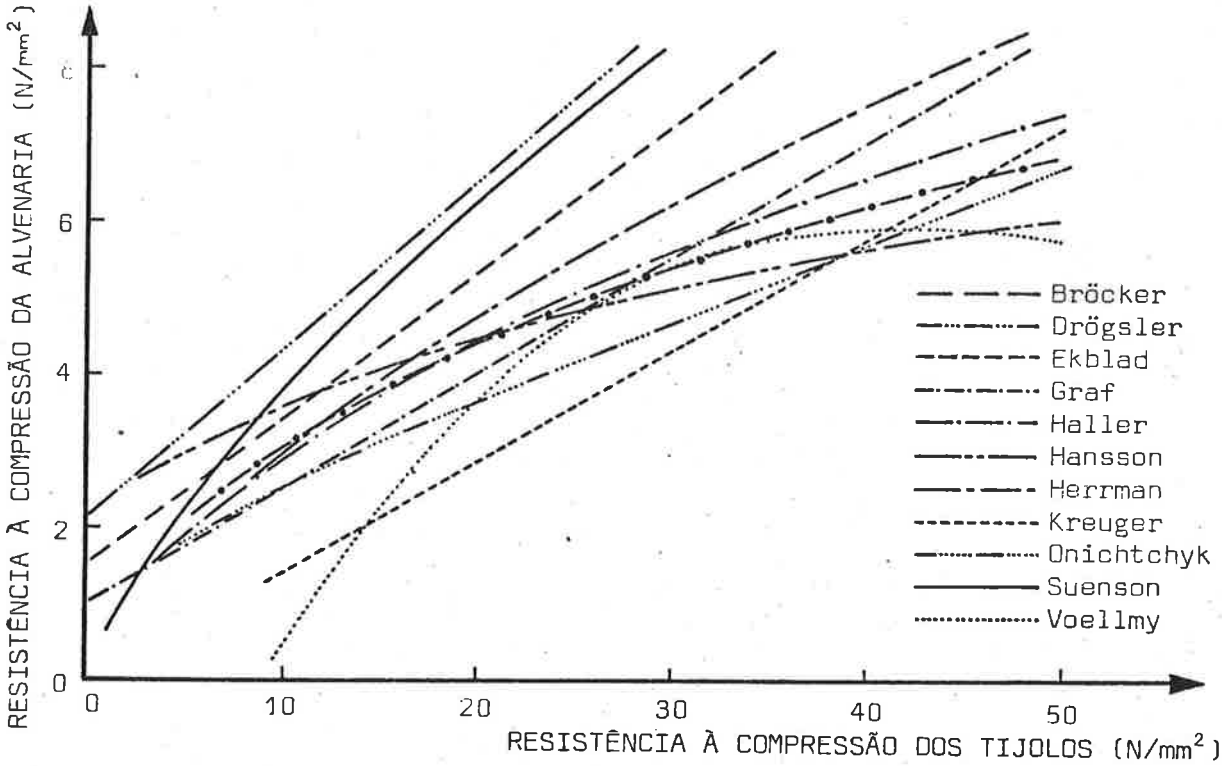


Figura 28 - Representação gráfica de fórmulas para o cálculo da Resistência à Compressão da Alvenaria. Argamassa de resistência à compressão de 3 N/mm².

O ensaio de paredes fornece os valores mais coerentes quando não se tem boa correlação entre as resistências dos materiais e da parede. No entanto, para que os resultados sejam aproveitáveis, a tecnologia de construção e de ensaio do corpo de prova devem ser consentâneas com as exigências da norma de cálculo estrutural.

5.3.1.4 VALORES NORMALIZADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os principais códigos de alvenaria estrutural relacionam a resistência de tijolos e de argamassas com a resistência à compressão da parede de alvenaria.

Os códigos, americano - "Building Code

Requirements for Engineered Brick Masonry" {13} e canadense - "Canadian Building Code" (citado em {138} permitem a determinação da resistência à compressão da alvenaria (f_m) a partir do ensaio de prismas (obtenção direta de f_m) ou da resistência do tijolo (f_b) em combinação com o tipo de argamassa (inferição de f_m em uma tabela transcrita na Tabela 20). Nos Estados Unidos, se na determinação de f_m ou f_b o coeficiente de variação for superior a 10 e 12% respectivamente, deve-se multiplicar o valor obtido por um coeficiente calculado pela equação:

$$1 - 1,5 \left(\frac{CV - CV'}{100}\right) \quad \text{onde:} \qquad (5.9)$$

CV = Coeficiente de variação da amostra testada e,
CV'= 10 ou 12%

Na Alemanha Ocidental o código DIN-1053 - {107} não prevê ensaios de prismas ou paredes. Com o tipo de argamassa e a resistência à compressão do bloco inferem-se as tensões admissíveis à compressão da alvenaria em uma tabela. Nesta tabela estão embutidos coeficientes de segurança que, minimizando a resistência à compressão da alvenaria, definem as tensões admissíveis.

Na Suíça, o código "Norme pour le Calcul et L'Exécution de la Maçonnerie en Pierres Naturelles, Artificielles et en Briques - SIA 113 (citado em {67}) prevê que todo fabricante de tijolos e blocos deve submeter seus produtos a ensaios de paredes (4) e paredinhas (4). Os blocos de qualidade especial (mais de 40 N/mm^2 de resistência à compressão) obrigatoriamente devem ser submetidos a três séries de ensaios por ano. O código estabelece as mínimas resistências que as paredes devem apresentar em ensaios com cargas centradas (4) e excêntricas (4).

A Inglaterra possui o código mais completo e melhor fundamentado em pesquisas experimentais. É o BS-5628 - {113} "Code of Practice for Structural Use of Masonry" de 1978, que é uma evolução do código CP-111(em suas sucessivas e aperfeiçoadas edições de 1948, 1964 e 1970). O código recomenda que se os materiais empregados atenderem aos requisitos das especificações pertinentes e a construção for executada de acordo com

o código CP-121 {[56]} "Code of Practice for Walling", pode-se inferir a resistência característica à compressão da alvenaria (f_{mk}) a partir de valores tabulados, reproduzidos na Tabela 21. Se alguns dos limitantes de uso da tabela não forem atendidos, deve-se ensaiar uma parede e calcular f_{mk} como citado em 5.7.1.

Tabela 20 - Resistência à Compressão da Alvenaria (f_m) em N/mm^2 segundo BIA-BCR {[13]}

Resistência à Compressão dos Tijolos (N/mm^2)	Sem Inspeção			Com Inspeção		
	Argamassas-Tipo			Argamassas-Tipo		
	N	S	M	N	S	M
96,5 ou mais	14,7	17,9	21,1	22,1	26,8	31,7
82,8	12,9	15,6	18,4	19,3	23,4	27,6
69,0	11,0	13,3	15,6	16,5	20,0	23,4
55,2	9,2	11,0	12,9	13,8	16,5	19,3
41,4	7,3	8,7	10,1	11,0	13,0	15,1
27,6	5,5	6,5	7,3	8,3	9,7	11,0
13,8	3,7	4,1	4,6	5,5	6,2	6,9

Obs. Com inspeção significa que a construção será inspecionada por um engenheiro ou arquiteto, para verificar se a construção e a mão de obra estão de acordo com as especificações.

5.3.1.5 PARÂMETROS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PRSCs NO BRASIL

A única série de ensaios realizada no Brasil para a determinação da resistência à compressão de PRSCs, foi feita pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas em 1978. Foram ensaiadas 5 paredes de 250 x 125 x 11,3 cm, empregando-se BSC 2DF e argamassa de cimento e areia traço 1:4, e segundo as diretrizes básicas do método de ensaio ASTM E-72 {[139]}.

A resistência média à compressão obtida foi de 5,1 N/mm^2 com desvio padrão de 0,4 N/mm^2 e coeficiente de variação de 8%. Os blocos ensaiados à compressão, segundo DIN-106 apresentaram resistência média de 12,4 N/mm^2 , desvio padrão de

1,0 N/mm² e coeficiente de variação de 8%.

Para que o resultado desta série de ensaios possa ser empregado no dimensionamento de PRSCs, segundo código BS-5628 (o código mais atual e de emprego mais adequado para o Brasil - ver 5.6 e 5.7) deve-se determinar a resistência característica da alvenaria de acordo com os preceitos estabelecidos por este código. Assim,

$$f_{mk} = 5,1 \times \frac{\psi_b . \psi_a}{1,2} \text{ onde}$$

ψ_b = fator de redução do tijolo = $\frac{10}{12,4}$ e

ψ_a = fator de redução da resistência da argamassa = 0,88 (adotado)

E portanto, $f_{mk} = 3,0$ N/mm²

Tabela 21 - Resistência Característica à Compressão da Alvenaria (f_{mk}) em N/mm², segundo BS-5628 {113}

Grupos de Argamas.	Tipo de Tijolo Bloco	Resistência à Compressão dos Elementos de Alvenaria (N/mm²)											
		2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	27,5	35	50	70	100
i	a	-	-	2,5	-	4,4	6,0	7,4	9,2	11,4	15,0	19,2	24,0
	b	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	-	11,4	-	-	-
	c	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,5	-	11,4	-	-	-
ii	a	-	-	2,5	-	4,2	5,3	6,4	7,9	9,4	12,2	15,1	18,2
	b	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	-	9,4	-	-	-
	c	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	-	9,4	-	-	-
iii	a	-	-	2,5	-	4,1	5,0	5,8	7,1	8,5	10,6	13,1	15,5
	b	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	-	8,5	-	-	-
	c	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	-	8,5	-	-	-
iv	a	-	-	2,2	-	3,5	4,4	5,2	6,2	7,3	9,0	10,8	12,7
	b	1,4	1,7	2,2	2,8	3,5	4,4	5,2	-	7,3	-	-	-
	c	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	-	7,3	-	-	-

Obs. 1) Ver Tabela 17 para definição dos grupos de argamassas;
2) Tipo a - Tijolo de formato standard (215 x 102,5 x 65)
Tipo b - Blocos com relação entre a altura e a menor dimensão horizontal de 0,6
Tipo c - Blocos (com vazios) com relação entre a altura e a menor dimensão horizontal de 2;
3) Pode-se interpolar f_{mk} para tijolos e blocos de resistência intermediária e também a relação entre a altura e a menor dimensão horizontal para blocos entre os tipos b e c.

Deve-se levar em conta que: o resultado não foi obtido segundo o método preconizado pela norma BS-5628 e foi empregada uma argamassa não mais utilizada no Brasil (e nem recomendada na Inglaterra).

Fazendo ainda a suposição de que os BSC atualmente fabricados atendam à BS-187 {[26]}(não atendem, com exceção do tipo NF, pois não se enquadram nos tipo especificados. Além do que, pelas resistências que apresentam não poderiam ser utilizados em paredes resistentes, ver 3.8.2) e, empregando argamassa do grupo iii, poder-se-ia esperar as seguintes resistências características à compressão (f_{mk}, segundo a BS-5628 {[113]}) para as PRSCs (em negrito e em N/mm^2) com a utilização dos blocos tipo: NF (1,8) -5,6; NF (1,6) - 4,9; 2DF (1,4)- 4,6; 2DF (1,2) - 4,2; 2DF-14 (1,6) - 4,8 e 3DF (1,4) - 4,7. Os números entre parênteses referem-se às classes de densidade aparente, segundo DIN-106 {[27]}.

No entender do autor, estes valores estão superestimados. Um programa de ensaios em andamento no Laboratório de Construção Civil da Escola Politécnica pretende esclarecer essas incertezas e definir valores mais confiáveis para utilização no cálculo estrutural da ASC.

5.3.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

5.3.2.1 CONCEITUAÇÃO

O estudo da resistência que a parede de alvenaria apresenta quando submetida a cargas que tendem a cisalhá-la é importante porque no edifício de alvenaria estrutural existem paredes que são dimensionadas para resistirem a esse tipo de carregamento. São as "Shear Walls" ou paredes resistentes ao cisalhamento, que por definição do "Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry {[13]}", é "uma parede que resiste a forças horizontais aplicadas no seu plano."

A função destas paredes é resistir às cargas de vento que lhe são transmitidas pelas lajes e às forças horizontais induzidas por abalos sísmicos.

As cargas horizontais aplicadas tendem à

deformar a parede distorcendo a forma retangular para a de um paralelogramo. Os ingleses nomeiam estas cargas como "Racking Loads" e, consequentemente, a resistência da parede a elas como "Racking Shear Strength {[1]} ou simplesmente "Shear Strength". Neste trabalho será adotado o termo *resistência ao cisalhamento* como o significado de "Racking Shear Strength".

As paredes resistentes ao cisalhamento trabalham em um estado duplo de tensões pois estão normalmente sujeitas a um carregamento normal chamado de pré-compressão {[127]}.

5.3.2.2 MECANISMO DE RUPTURA

Segundo Sinha & Hendry {[140]} "A alvenaria sujeita aos esforços combinados de compressão e cisalhamento apresentam dois distintos tipos de ruptura:

i) Por cisalhamento na interface tijolo-argamassa. A resistência ao cisalhamento consiste na resistência inicial de aderência ao cisalhamento e na resistência, proporcional à tensão normal de compressão, devido ao atrito entre tijolo e argamassa;

ii) Por fissuras de tração diagonais através dos tijolos e juntas de argamassa, governadas por uma constante e máxima tensão de tração."

Os autores concluíram de suas pesquisas que:

i) Quando não existe a pré-compressão a ruptura ocorre sempre pelo primeiro tipo e a resistência ao cisalhamento depende quase que totalmente da resistência de aderência entre o tijolo e a argamassa;

ii) A ruptura de paredes resistentes (ao cisalhamento) com aberturas (janelas e portas) sob cargas cisalhamento(" racking loads") é geralmente devida à perda de aderência na interface e tem a forma de uma escada começando na parte superior e descendo através de juntas horizontais e verticais;

iii) Acima de uma certa faixa de valores de compressão vertical, a ruptura da parede resistente ocorre por tração diagonal.

iv) A pré-compressão aumenta a resistência ao cisalhamento da alvenaria até um certo limite, o qual depende da resistência à compressão da alvenaria.

De acordo com Hendry {123} a teoria mais aceita para explicar o mecanismo de ruptura é que esta irá ocorrer ao se atingir um certo valor crítico da tensão de tração principal. Este valor não é constante e a sua inclinação em relação a horizontal, aumenta com o aumento da tensão de pré-compressão.

De acordo com Page {127} a alvenaria possui propriedades distintas conforme a direção, por causa da influência das juntas de argamassa, as quais agem como planos de fragilidade. A ruptura de uma alvenaria submetida a um estado duplo de tensão não pode ser definida simplesmente em termos de um critério baseado na tensão principal em algum ponto. A influência de uma terceira variável - a orientação da junta de argamassa em relação à tensão principal deve ser considerada. Dependendo da orientação das juntas em relação à direção da tensão aplicada, a ruptura pode ocorrer só nas juntas ou de várias formas, envolvendo a argamassa e o elemento de alvenaria. Este efeito reflete a natureza anisotrópica da alvenaria.

Hendry {123} colecionou dados de diversos pesquisadores, obtidos em testes de cisalhamento e observou que os resultados experimentais são muito consistentes com a relação (Figura 29):

$$\frac{f_v}{\sigma_t} = \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)} \qquad (5.10)$$

onde:

f_v é a resistência ao cisalhamento da alvenaria,

σ_c é a pré-compressão normal às juntas horizontais,

σ_t é a tensão principal de tração na ruptura.

Pode-se, também, empregar a relação simplificada:

$$\sigma_t = \sigma_{to} + 0{,}05\ \sigma_c \qquad (5.11)$$

onde: σ_{to} é o valor da tensão principal de tração na ruptura quando $\sigma_c = 0$. Como σ_{to} é igual à tensão de cisalhamento em um teste de cisalhamento puro, é possível encontrar seu valor a partir de testes em pequena escala e usando as equações 5.10 e 5.11, calcular a resistência ao cisalhamento de uma alvenaria em qualquer estado combinado de compressão e cisalhamento.

Ainda segundo Hendry {123} o teste " Triplet Brick", descrito em 5.2.3.2, produz resultados satisfatórios e correlatos, com os testes de ruptura diagonal à tração observados em painéis submetidos à baixa pré-compressão.

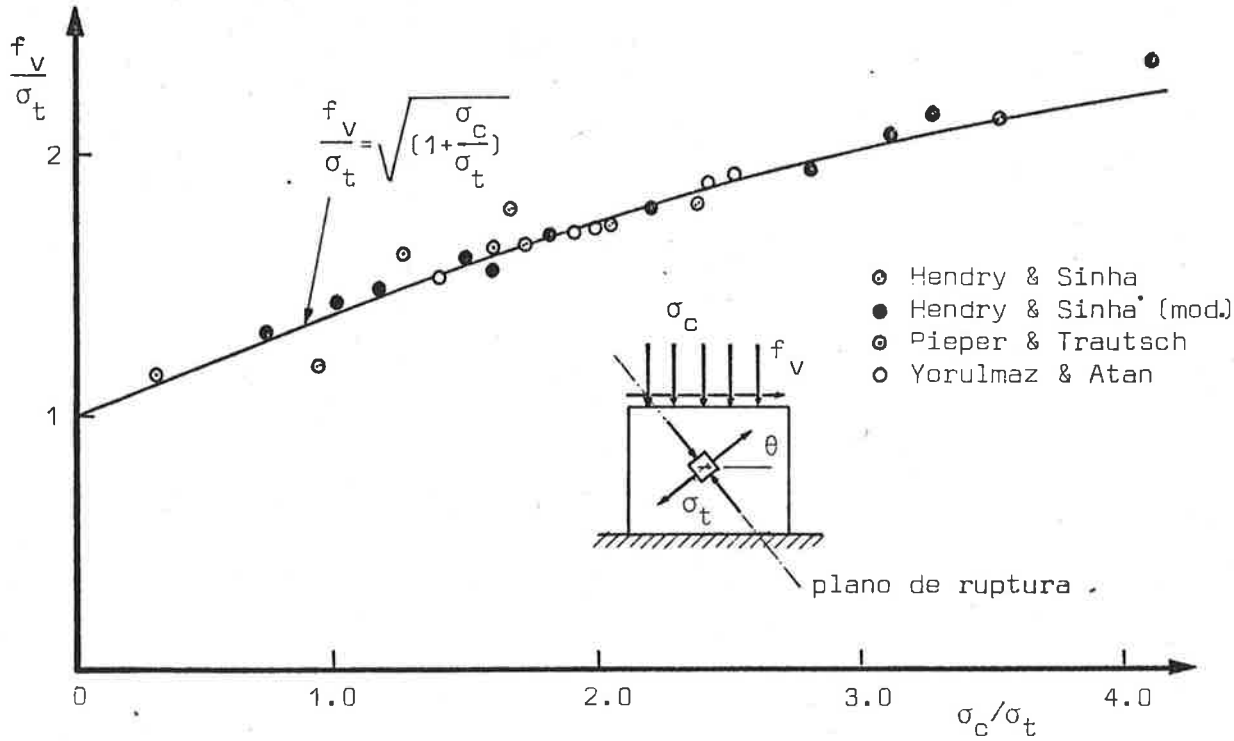


Figura 29 - Critério de ruptura da alvenaria por cisalhamento e com pré-compressão

5.3.2.3 CAPACIDADE RESISTENTE DA PAREDE

Sinha & Hendry (citados em {123}, determinaram a resistência ao cisalhamento de paredes construídas com tijolos cerâmicos e argamassa $1:\frac{1}{4}:3$ (cimento:cal:areia) e empregando diversos arranjos estruturais. Para este tipo de parede e a partir de dados experimentais, deduziram a seguinte relação linear entre a resistência ao cisalhamento (f_v) e a pré-compres

são (σ_c).

$$f_v = 0,3 + 0,5 \ \sigma_c, \quad \text{em N/mm}^2 \qquad (5.12)$$

A validade da equação é para valores de pré-compressão até 2 N/mm^2 . Na Figura 30a a equação acima está representada graficamente.

Pieper & Trautsch {[141]} utilizando um arranjo experimental diverso (ver Figura 30b), obtiveram também uma relação linear, porém com coeficientes diferentes para diferentes composições de argamassas e para o BSC, tipo NF, maciço, classe de resistência 12:

$$f_v = 0,2 + 0,84 \ \sigma_c \ \text{(argamassa 1:2:8)} \qquad (5.13)$$

$$f_v = 0,7 + 1,04 \ \sigma_c \ \text{(argamassa 1:0:4)} \qquad (5.14)$$

$$f_v = 0,08 + 0,62\sigma_c \ \text{(argamassa 0:1:3)} \qquad (5.15)$$

para f_v e σ_c em N/mm^2.

Pieper & Trautsch mostraram que: variando o comprimento e a espessura das paredes ensaiadas, varia a resistência ao cisalhamento da parede (nas Figuras 30e e 30f estão registradas estas variações); o emprego do BSC, tipo 2DF de mesmas características, induz um aumento médio da resistência ao cisalhamento de apenas 3%; a resistência é pequena e variável no caso de se utilizarem blocos saturados ou completamente secos; a ruptura não é uniforme (pode ser brusca ou contínua); o máximo deslocamento observado, antes da ruptura, foi de 0,05cm.

Hendry {[123]} cita ainda o trabalho de Schneider. Este pesquisador empregou BSC e argamassa 1:1:6 e obteve a seguinte relação (plotada no Gráfico da Figura 30a):

$$f_v = 0,14 + 0,3 \ \sigma_c \quad \text{em N/mm}^2 \qquad (5.16)$$

Weinhold & Meyer {[142]} ensaiaram também PRSCs, porém, o arranjo experimental (ver Figura 30c) não previu a pré compressão. O valor médio da resistência ao cisalhamento obtida foi de 0,135 N/mm² para blocos de resistência média de 2,64 N/mm² e argamassa (1:0:4).

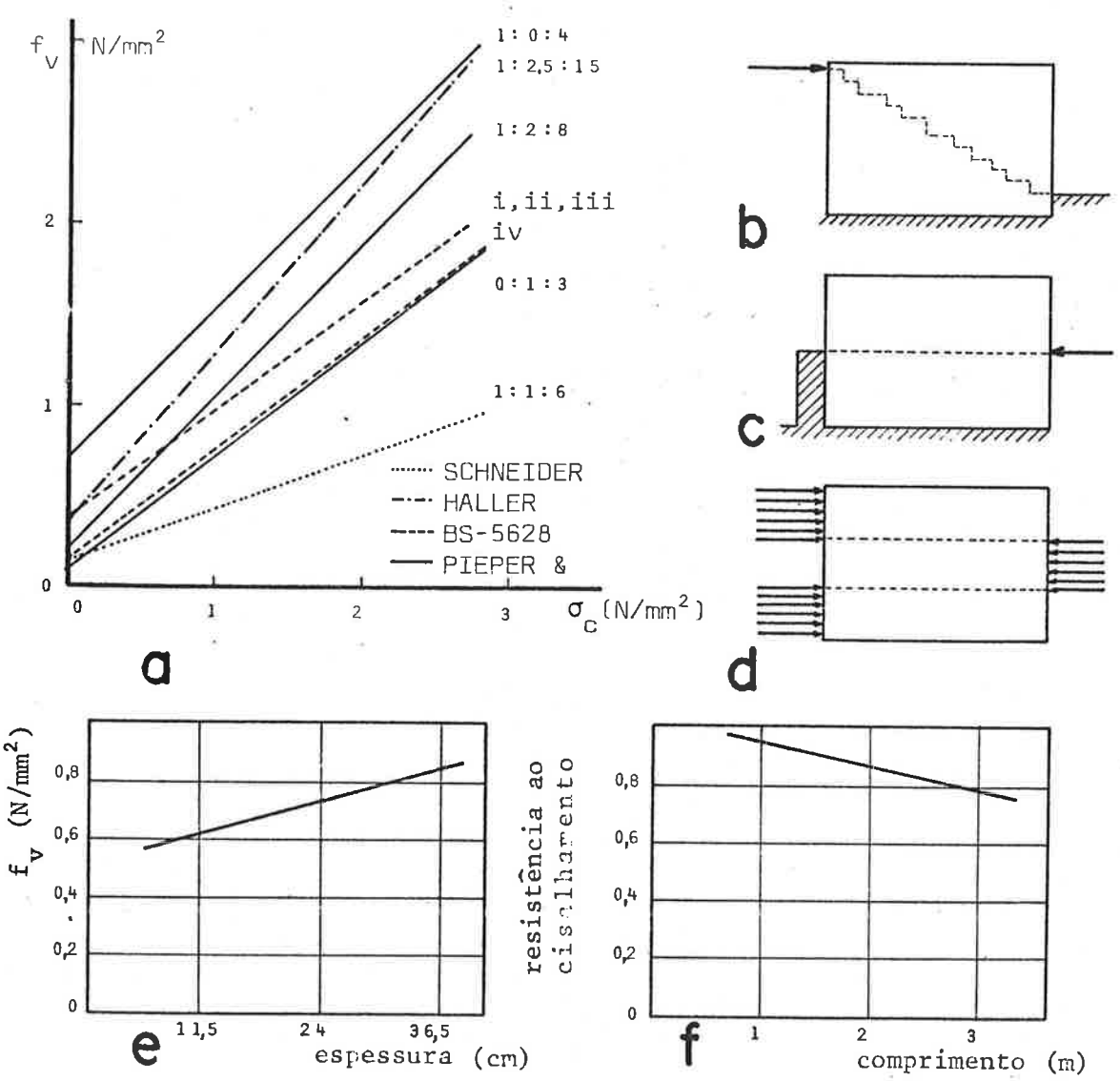


Figura 30 - Resistência ao cisalhamento de paredes de alvenaria a) Variação da resistência ao cisalhamento com a pré-compressão; b) Arranjo experimental de Pieper & Trautsch; c) Arranjo experimental de Weinhold & Meyer; d) Arranjo Experimental de Haller; e) e f) Variação da resistência ao cisalhamento com a espessura e o comprimento da parede respectivamente.

Haller {[122]} ensaiou paredes ao cisalhamento em um arranjo estrutural que induz a duas superfícies de rup

tura (Figura 30d). As paredes foram construídas com tijolos de resistência média 30,7 N/mm^2 e argamassa mista (1:2,5:15 cimento: cal:areia, em peso). Com os dados obtidos por Haller, obtém-se a relação (plotada no gráfico da Figura 30a).

$$f_v = 0,34 + 0,95 \ \sigma_c \ , \text{ em } N/mm^2 \qquad (5.17)$$

A norma inglesa BS-5628 {[113]} especifica a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria (f_{vk}) como sendo igual a:

$$f_{vk} = 0,35 + 0,6 \ g \ , \text{ para argamassas dos grupos i, ii ou iii} \qquad (5.18)$$

$$f_{vk} = 0,15 + 0,6 \ g \ , \text{ idem grupo iv} \qquad (5.19)$$

f_{vk} em N/mm^2 é limitada a 1,75 (5.18) e 1,40 (5.19) N/mm^2.

g é a carga vertical de cálculo por unidade de área da seção, em N/mm^2.

Estas equações estão representadas na Figura 30a.

5.3.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

5.3.3.1 CONCEITUAÇÃO

A resistência à flexão de uma parede é definida como a capacidade que uma parede apresenta de resistir à ação de cargas que tendem a fleti-la: em geral, cargas verticais excêntricas, como as transmitidas por lajes não contínuas e as cargas de desaprumo, ou cargas horizontais perpendiculares ao seu plano, como as cargas de vento.

Na flexão surgem tensões de tração que agindo na seção mais fraca, geralmente a interface bloco-argamassa, tendem à rompê-la. A resistência à tração tem então, uma estreita correspondência com a resistência de aderência à tração e, geralmente, é referida em termos de módulo de ruptura (de-

terminado, nos Estados Unidos pelo ensaio correspondente, ver 5.2.3.1).

Definem-se ainda duas diferentes resistências à flexão: uma em que o plano de ruptura é paralelo às juntas de assentamento (que mais apropriadamente corresponde com a definição do módulo de ruptura) e outra em que o plano de ruptura é perpendicular àquelas, sendo esta última muitas vezes maior do que aquela. Nas Figuras 31a e 31b estas duas flexões são esquematizadas.

No dimensionamento da parede resistente não se admitem normalmente tensões de tração. Então, evita-se a ocorrência de paredes fletidas, com grande margem de segurança. Há no entanto, ocasiões em que a resistência à tração é utilizada, particularmente no projeto de painéis carregados lateralmente, como por exemplo, os sob empuxo de líquidos e sólidos e no projeto de paredes resistentes à explosões internas de gás (ver 5.6).

5.3.3.2 CAPACIDADE RESISTENTE DA PAREDE

Segundo Sutherland {[16]} "parece certo que para uma parede de alvenaria quando sujeita a momentos fletores externos ou a forças de tração diretas, sua resistência é quase independente da resistência à tração dos tijolos, mas estreitamente dependente da aderência bloco-argamassa". No ítem 4.2 procura-se esquematizar esta dependência e, como foi visto, sabe-se quais fatores que influem e o sentido desta influência.

No entanto, de acordo com Hendry (citado em {[123]}, nenhuma das correlações da resistência à tração na flexão (em ensaios de determinação do módulo de ruptura) com as propriedades dos materiais é muito consistente. Isto significa que o coeficiente de variação da resistência à flexão é muito grande. Além disso, a influência da mão de obra e das condições de cura (fatores que, no laboratório, não interferem) é sensível. Fissuras em seções críticas podem comprometer totalmente a resistência na flexão. Todos estes fatores inibem a definição prévia de valores numéricos para a resistência à flexão, a partir do conhecimento dos materiais constituintes.

Esta variabilidade pode ser avaliada na Figura 31c (de Hendry {123}) onde foram plotados os resultados obtidos na Inglaterra por diversos pesquisadores. As linhas pontilhadas correspondem a valores do coeficiente ortogonal (μ) assim definido:

$$\mu = \frac{f_{xk_1}}{f_{xk_2}} \quad \text{onde} \qquad (5.20)$$

f_{xk_1} = resistência característica à flexão com plano de ruptura paralelo às juntas de argamassa;

f_{xk_2} = resistência característica à flexão com plano de ruptura perpendicular às juntas de argamassa.

A norma inglesa BS-5268 {113}, a partir dos trabalhos de West et al.{143 e 144} desenvolvidos na British Ceramic Research Association, estabelece valores de resistência característica à flexão para paredes construídas com tijolos cerâmicos, sílico-calcários e de concreto.

Para o tijolo sílico-calcário admitem-se os seguintes valores máximos:

i) Plano de ruptura paralelo às juntas de assentamento:

f_{xk_1} = 0,3 N/mm² - para argamassas dos grupos i, ii e iii (1:0:3 até 1:1:6 - cimento:cal:areia, em volume).

f_{xk_1} = 0,2 N/mm² - para argamassas do grupo iv (1:2:9).

ii) Plano de ruptura perpendicular às juntas de assentamento:

f_{xk_2} = 0,9 N/mm² e f_{xk_2} = 0,6 N/mm² - respectivamente para argamassas definidas em i.

Quando os tijolos e as argamassas empregados na alvenaria não correspondem aos especificados pelo British Standards Institution, devem-se ensaiar as paredes de alvenaria à

flexão, segundo os testes descritos em 5.7.

Os valores máximos especificados na norma BS-5628, segundo Smith (citado em {144}) foram obtidos avaliando-se os resultados de ensaios de 16 tipos de tijolo de sete produtores. Na Figura 31d são mostrados os histogramas dos resultados dos ensaios(com argamassa 1:1:6) que permitiram estabelecer aqueles limites.

Segundo Sutherland {16} nestes testes concluiu-se que: a resistência à compressão dos tijolos não é significativa para a resistência à flexão e existe alguma correlação entre as características das argamassas e esta resistência.

Os valores referenciados são para paredes não sujeitas à pré-compressão. Segundo Curtin et al.{1}, com o aumento no carregamento vertical, f_{xk_1} aumenta mais que f_{xk_2} e para cargas verticais de grande intensidade suplanta-a.

Em vista do seu reduzido valor e dos muitos outros fatores envolvidos (como a mão de obra), nas palavras de Curtin et al. {1} "é considerado insensatez ter alguma confiança na resistência à tração direta da alvenaria."

No entanto, a BS-5628 {113} permite, ao arbítrio do projetista, considerar a metade dos valores de resistência característica à flexão como a resistência à tração direta da alvenaria em dois casos: " Quando as forças de sucção resultantes das cargas de vento em estruturas de telhado são transmitidas às paredes ou, quando os prováveis efeitos do uso impróprio ou, de danos acidentais são considerados."

5.4 CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DA ALVENARIA

No entender de Mikluchin {145} a consideração das características de deformabilidade da alvenaria é essencial: "O projeto da alvenaria estrutural deve ser baseado na simultânea consideração da resistência, estabilidade e dos padrões de deformabilidade. Os métodos de dimensionamento clássicos, fundamentados

somente na análise das tensões de trabalho não levam em conta a redistribuição das tensões internas devido aos fenômenos reológicos causados pela fluência e pela retração da alvenaria."

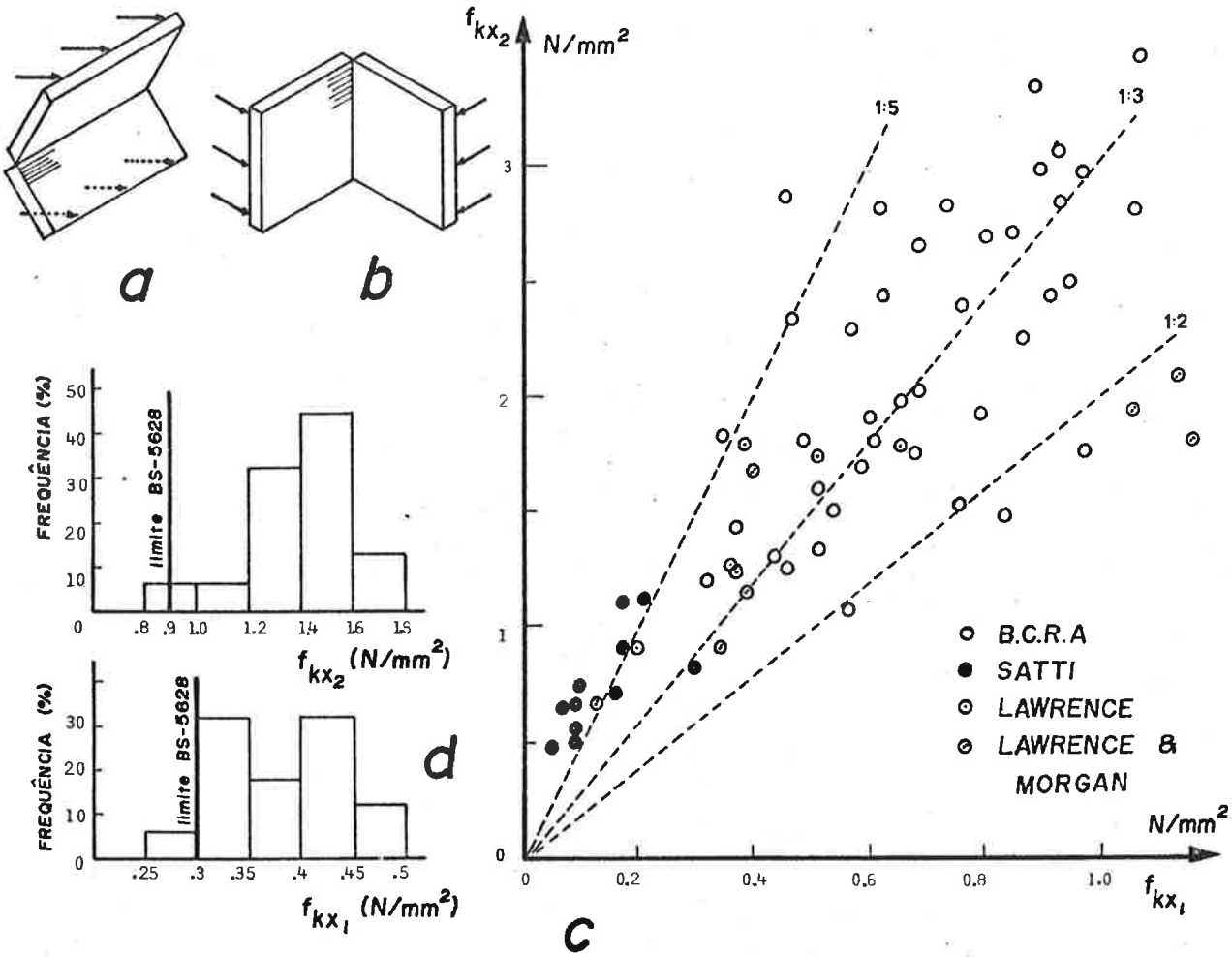


Figura 31 - Resistência à flexão de paredes de alvenaria. a)Flexão com plano de ruptura paralelo às juntas; b) Flexão com plano de ruptura perpendicular às juntas; c) Resistência à flexão da alvenaria em direções ortogonais; d) Distribuição dos resultados de resistências à flexão ensaiados com tijolos sílico-calcários.

No entanto, a importância da consideração das características de deformabilidade da alvenaria na ASC não se restringem aos aspectos estruturais. As deformações causam variações dimensionais, das paredes e da estrutura como um todo, que induzem tensões prejudiciais para a estabilidade dimensional dos componentes. O alívio destas tensões se manifesta na forma de fissuras que podem vir a comprometer seriamente o de-

sempenho do edifício.

As deformações são de duas naturezas: as provocadas por esforços externos e as intrínsecas. As primeiras se subdividem em deformações instantâneas e deformações lentas (fluência). As deformações intrínsecas são causadas por tensões internas, as quais têm origem ou na variação do conteúdo de umidade da alvenaria, ou na variação da temperatura do material ou, por efeito de reações químicas internas.

Assim, movimentos diferenciais devem ser esperados em edifícios e devem ser tomadas precauções no projeto e durante a construção para eliminar ou reduzir os efeitos danosos que deles provêm {50}.

Neste ítem será estudada a fenomenologia das deformações e serão descritos os parâmetros quantitativos disponíveis para a PRSC. No ítem 5.8 serão avaliados os efeitos prejudiciais da variabilidade dimensional da alvenaria.

5.4.1 DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA - MÓDULOS DE ELASTICIDADE

A deformação instantânea da alvenaria, também chamada de deformação elástica (ε_{el}), devida a esforços externos de compressão está relacionada com a intensidade destes esforços. Construindo-se um diagrama tensão-deformação a partir de resultados experimentais, pode-se caracterizar perfeitamente a deformabilidade instantânea da alvenaria. Embora a alvenaria seja um material elasto-plástico, para efeitos práticos define-se um módulo de elasticidade (E_m, em N/mm^2) o qual, de maneira aproximada, permite avaliar a deformação elástica a partir do conhecimento dos esforços atuantes.

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E_m} \left(\frac{mm}{m}\right) \quad \text{onde,} \qquad (5.21)$$

σ é a tensão atuante que provoca a deformação elástica (N/mm^2)

A amplitude da deformação elástica (ΔL_{el}) é obtida pela equação:

$$\Delta L_{el} = \varepsilon_{el} \cdot L \text{ (em mm) onde,} \qquad (5.22)$$

L é a dimensão da alvenaria sujeita à deformação, em metros.

A determinação do módulo de elasticidade da alvenaria à compressão é feita em ensaios de curta duração. Não há porém, um método universalmente aceito para esta determinação nem qual dos módulos deve ser adotado, o inicial (tangente à origem), o tangente em um ponto ou o secante. Pela facilidade de obtenção gráfica, este último é o mais adotado e no seu cálculo utiliza-se uma tensão de 20 a 25% da tensão de ruptura.

a 50% da carga de ruptura

O módulo de elasticidade da alvenaria é afetado pelo módulo de ambos os materiais constituintes: a argamassa e o tijolo. Segundo Sahlin {11} é um fato aceito que as juntas verticais não influenciam o módulo de elasticidade à compressão da alvenaria. Assim, supondo que ambos os materiais sejam elásticos e que não haja perda da ligação na interface, pode-se deduzir a relação:

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}} \text{ onde,} \qquad (5.23)$$

E_a e E_b são os módulos de elasticidade da junta de argamassa e do tijolo;

$\delta = \frac{h}{j + h}$; h é a altura do tijolo e j a espessura da junta.

Da relação conclui-se que para o BSC (δ = 0,92) a maior influência é a do módulo de elasticidade do bloco. Porém, para os blocos normalmente empregados na ASC, no Brasil, E_b tem uma amplitude pequena (porque pequena é a variação na resistência dos BSC, de 10 a 20 N/mm^2) enquanto que a variação de E_a é muito grande em função do tipo de argamassa, como pode ser visto na Figura 32a {11}, exercendo por isso uma influência também

ponderável. Empregando-se tijolos, ao invés de blocos (δ =0,57) a influência de E_a passa a ser decisiva. Na Figura 32b, de Klein {18} pode-se verificar a influência da argamassa no módulo da alvenaria de BSC de alta resistência (27 N/mm^2) e comparar o módulo da alvenaria de BSC ao de alvenarias de tijolos cerâmicos.

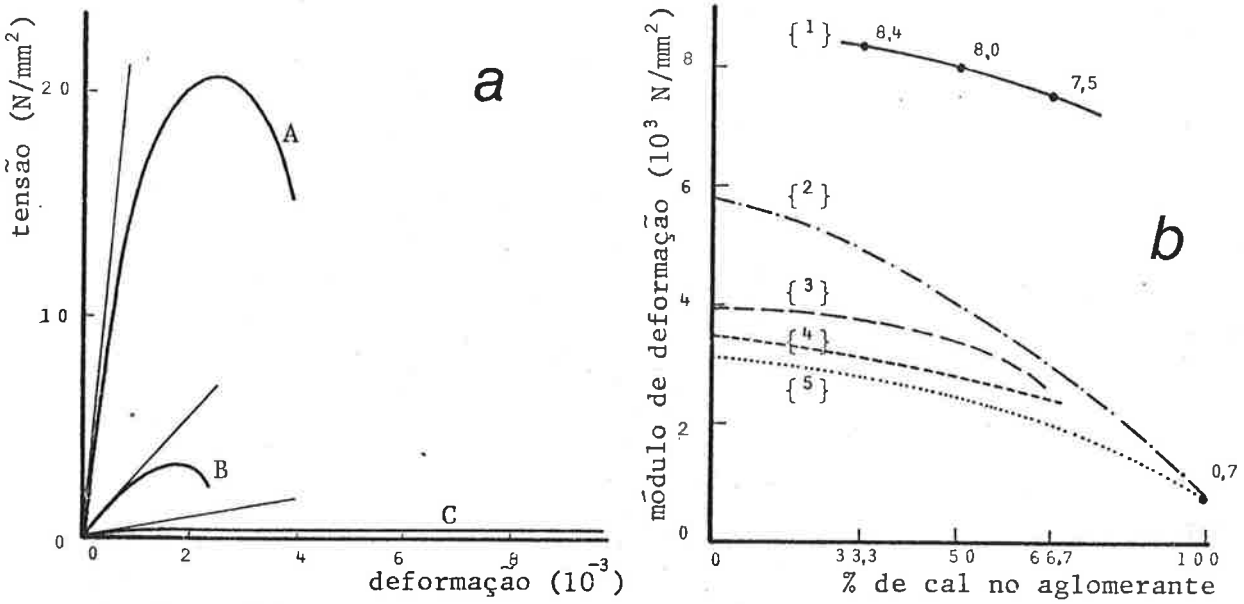


Figura 32 - Módulos de elasticidade. a) de argamassas: curva A- (1:0:3) - E_a = 25300 N/mm^2; curva B - (1:2:8) E_a = 3600 N/mm^2; curva C (0:1:3) - E_a = 660 N/mm^2; b) de paredes de alvenaria: curva 1 - ASC; curvas 2 a 5 - alvenarias de tijolos cerâmicos.

O manual "Kalksandstein" {103} especifica valores para o módulo de elasticidade das paredes construídas com BSCs da linha DIN-106 e com diversos tipos de argamassa. Na Tabela 22 estes valores são reproduzidos. A norma DIN-1053 {107} especifica valores um pouco diferentes, mas alerta que é normal esperar-se uma variação de até 50%, para mais ou para menos, nos valores.

Os resultados obtidos por vários pesquisadores relacionam-se adequadamente com os valores da Tabela 22: Weinhold & Meyer {142} obtiveram E_m = 10.000 N/mm^2 (tijolo de 26,4 N/mm^2 e argamassa grupo III); Klein {18} obteve E_m = 7.520 a 8.360 N/mm^2 (BSC maciço de 27,1 N/mm^2 e argamassa grupos II e IIa); Pieper & Hage {20} obtiveram E_m = 5600 N/mm^2 (tijolo SC de 15 N/mm^2 e argamassa grupo III) e E_m = 3650 N/mm^2 (BSC perfurado de

15 N/mm^{2}e argamassa grupo III). Verifica-se que o bloco 2DF perfurado, de mesma resistência que um tijolo NF maciço, possibilita a obtenção de uma parede de módulo bem menor que este último.

Na Inglaterra, Sutherland {[16]} e o BRE {[146]} citam uma faixa variável de 14000 a 18000 N/mm^{2}para o módulo E_m da alvenaria de tijolo sílico-calcário maciço, muito superior a do BSC continental. Talvez um provável e diverso método de obtenção do módulo explique tal diferença (não é por causa da argamassa, pois na Inglaterra é empregada a do tipo iii que corresponde ao Grupo IIa).

Tabela 22 - Módulo de Elasticidade das PRSCs{[103]}, em N/mm^2

Resistência à Compressão dos Tijolos (N/mm^2)	Grupo de Argamassa		
	I	II e IIa	III
100	3000	4000	5000
150	4000	5000	6000
250	5000	7000	8000
350	-	8000	10000

Segundo Hendry {[123]} o módulo de elasticidade no cisalhamento - G_m (nos Estados Unidos - módulo de rigidez {[147, 148]}) pode ser determinado aproximadamente pela relação:

$$G_m = \frac{E_m}{2\ (1 + \nu)} \quad \text{onde} \qquad (5.24)$$

ν é o coeficiente de Poisson.

Klein {[18]} obteve para a PRSC um coeficiente de Poisson médio de 0,14.

5.4.2 DEFORMAÇÃO LENTA - FLUÊNCIA

De acordo com Mikluchin {[145]}"A deformação lenta afeta a resistência e a estabilidade de todos os componentes estruturais de um edifício e o edifício como um todo. Isto impli-

ca em que o projeto de alvenaria estrutural deve considerar a fluência para todos os componentes e considerar o comportamento reológico global para o edifício em sua totalidade."

A deformação (ε_c) de materiais visco-elásticos é obtida pela subtração da deformação elástica da deformação total.

$$\varepsilon_c = \varepsilon - \varepsilon_{el} \quad (\frac{mm}{m}) \text{ onde} \qquad (5.25)$$

ε = deformação total após um período T de tempo.

Como a alvenaria é um material composto, a sua deformação lenta é dependente da dos elementos constituintes. Mikluchin {[145]}citando o trabalho de Polyakov & Falevich na União Soviética relaciona os principais fatores que regem esta dependência;

i) Na alvenaria cerâmica a maior influência é da argamassa e a deformação lenta desta é função do volume da pasta de cimento e do fator água-cimento;

ii) A fluência da alvenaria aumenta com o aumento destes dois últimos parâmetros;

iii) A espessura das juntas de argamassa, o formato e as dimensões do bloco e as condições ambientais também influem: a deformação lenta diminui com o aumento da altura do tijolo e, aumenta com a diminuição da umidade relativa e, com o aumento da temperatura.

A idade de carregamento da alvenaria exerce também influência: o diferencial de aumento da fluência em um diferencial de tempo é decrescente com o tempo. Segundo Warren & Lenczner {[149]} a prircipal parcela da deformação lenta ocorre nos primeiros 60 dias. Mikluchin {[145]} menciona 90 a 60 dias e Pieper & Hage {[20]} descrevem que para a PRSC (ver Figura 23 a) cerca de 65% do total acontece nos 120 primeiros dias.

Ainda de acordo com Mikluchin {[145]}, para aplicações práticas, pode-se considerar existir uma proporcionalidade

entre a fluência e a tensão aplicada: até 0,5 a 0,6 da resistência última da alvenaria à compressão a relação é linear; até 0,85 o fenômeno é não linear e a partir desta proporção, a fluência tem um grande incremento com o tempo e conduz a alvenaria ao colapso.

Klein {18} citando também o trabalho de Polyakov & Falevich, descreve a relação experimental obtida pelos pesquisadores soviéticos:

$$\varepsilon_c = \alpha \sqrt[7]{T} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{rup}} \cdot 10^{-3} \quad \text{onde} \qquad (5.26)$$

α = coeficiente para os materiais. Para a ASC varia de 1,0 (argamassa de cal) à 1,2 (argamassa de cimento);

T = período de tempo considerado desde a aplicação da carga (em dias);

σ = tensão de trabalho (em N/mm^2);

σ_{rup} = tensão de ruptura à compressão da alvenaria (em N/mm^2).

Klein {18} conclui que para períodos muito longos (1800 dias, no caso específico) a fórmula perde a validade.

Analisando os resultados obtidos por Piefer & Hage {20} observa-se que a fórmula não apresenta muita consistência (os incrementos no tempo são diferentes, e os valores calculados pela fórmula são sempre maiores que os medidos). O gráfico da Figura 33a representa a variação no tempo da fluência de PRSCs construídas com blocos tipo 2DF e NF de 15 N/mm^2 de resistência à compressão e argamassa do grupo II, sob tensão de 1,2 N/mm^2. O da Figura 33b representa a deformação longitudinal total das mesmas paredes (retração na secagem, mais deformação plástica e e mais a deformação lenta) e ainda, a retração transversal (no plano horizontal médio). Os autores obtiveram para 600 dias, ε_c = 0,28 $\frac{mm}{m}$ (2DF) e 0,36 $\frac{mm}{m}$ (NF) (para uma deformação total de 0,80 e 0,95 $\frac{mm}{m}$, respectivamente) e uma retração transversal de 0,2 $\frac{mm}{m}$.

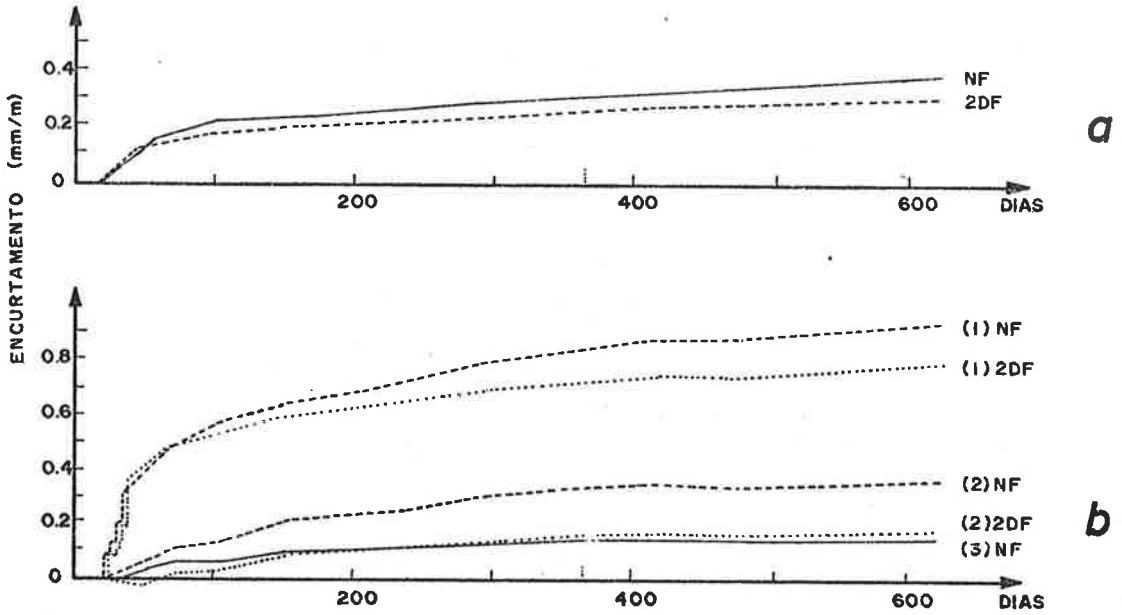


Figura 33 - Deformação lenta e deformação total de PRSCs à compressão. a) deformação lenta; b) deformação total: curva 1 - deformação longitudinal sob carga; curva 2 - deformação longitudinal livre (retração na secagem); curva 3 - deformação transversal. {20} Obs. deformação longitudinal corresponde a deformação na altura da parede.

Define-se ainda um outro parâmetro - o coeficiente de fluência (ψ_∞), como a relação entre a deformação total final e a deformação instantânea:

$$\psi_\infty = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{el}} \qquad (5.27)$$

O manual "Kalksandstein" {103} especifica para a PRSC um valor prático para ψ_∞ igual a 1,5 sendo que sua variação é de 1,0 a 2,5 (o concreto varia de 1,5 a 3,5 e a alvenaria de tijolos cerâmicos de 0,5 a 1,3).

Segundo Mikluchin {145}, a deformação lenta é acompanhada no tempo por uma mudança na magnitude do módulo de elasticidade da alvenaria e esta mudança afeta a rigidez da estrutura. De acordo com Lenczner {150} o módulo de elasticidade aos 70 dias corresponde à metade do módulo instantâneo.

5.4.3 DEFORMAÇÃO POR VARIAÇÃO NO CONTEÚDO DE UMIDADE

A variação volumétrica (ou deformação intrínseca espontânea) dos materiais porosos que decorre da variação no seu conteúdo de umidade já foi conceitualmente abordada no ítem 3.5.2.1.

Como foi visto, a alvenaria, que é fabricada com um teor de umidade superior à umidade de equilíbrio com o meio ambiente, sofre, com a evaporação da água excedente, uma redução de volume conhecida como retração na secagem ("drying shrinkage"). Esta retração ocorre na ausência de ações mecânicas e de variações de temperatura e é dependente da retração dos BSC e da junta de argamassa.

A partir do assentamento dos BSC ocorrem simultâneamente a retração reversível dos blocos e da argamassa de assentamento e a retração irreversível desta última. Apesar da retração total da argamassa ser de 0,1% (valor médio, ver adiante) e a retração reversível do BSC ser de apenas 0,03% (valor médio, ver 3.5.2.3), o BSC é o maior responsável pela amplitude de retração na secagem da PRSC, em função de representar entre 82 a 88% do volume da parede. Em uma hipotética parede constituída por elementos com aquelas retrações médias, o BSC responderia por cerca de 70% da retração na secagem total (a qual corresponde a 0,038% do volume da parede).

A deformação longitudinal (no sentido da altura da parede) induzida pela retração na secagem (ε_{sr}) se soma às deformações elástica e lenta. Pieper & Hage {20} ensaiando PRSCs obtiveram para paredes de bloco tipo NF (15 N/mm^2) e argamassa do grupo II, uma deformação total de 0,95 $\frac{mm}{m}$ após 600 dias do carregamento, sendo que: a retração na secagem (acrescida de uma pequena, mas não determinada retração por carbonatação) correspondeu à 0,35 $\frac{mm}{m}$ (37%); a deformação elástica à 0,24 $\frac{mm}{m}$ (25%) e a deformação lenta 0,36 $\frac{mm}{m}$ (38%). Para paredes de bloco tipo NF (15 N/mm^2) e mesma argamassa, os valores obtidos apresentaram diferenças: 0,80 $\frac{mm}{m}$; 0,21 $\frac{mm}{m}$ (26%); 0,31 $\frac{mm}{m}$ (39%) e 0,28 $\frac{mm}{m}$ (35%) respectivamente.

No entanto, as deformações lineares transversais se

desenvolvem em sentidos opostos, pois as deformações transversais elástica e lenta são de expansão. Pieper & Hage {20} determinaram uma retração total média (soma da retração na secagem mais expansões elástica e lenta) de 0,19 $\frac{mm}{m}$ no sentido do comprimento da parede. Este efeito introduz tensões de tração nos blocos, nas juntas de argamassa e nas interfaces verticais e tensões de cisalhamento nas interfaces horizontais. Como será visto em 5.8 estas tensões induzidas pela retração na secagem da alvenaria são as causas da grande maioria dos problemas patológicos da PRSC. No mesmo trabalho, os autores determinaram uma deformação transversal praticamente nula para paredes resistentes construídas com tijolos cerâmicos maciços (resistência à compressão de 25 N/mm^2) e mesma argamassa, o que pode explicar os diferentes desempenhos quanto à ocorrência de fissuras das paredes edificadas com os dois tipos de tijolos.

Na Figura 33b (curvas nº 2) pode-se verificar que a retração na secagem praticamente se estabiliza após o primeiro ano, tendo até esta época um desenvolvimento mais ou menos constante. Isto em condições invariáveis de laboratório. Nas estruturas sujeitas às condições ambientais reais, este desenvolvimento pode ser bastante diferente: condições que favoreçam a evaporação da umidade aceleram a retração na secagem, enquanto que remolhagens por chuva ocasionam expansão da alvenaria (o que reafirma o carater reversível do fenômeno).

A amplitude da retração na secagem da parede de alvenaria está diretamente relacionada com: o diferencial entre os teores de umidade extremos - o do momento da fabricação da parede e o de equilíbrio com a umidade relativa do ar e com a retração potencial dos elementos constituintes. Este último é variável, porém sua amplitude de variação é relativamente pequena. Na Figura 34 {103} representa-se a faixa de variação e a frequência daqueles teores, observados em paredes exteriores de BSC revestidos de argamassa, na Alemanha Ocidental. De acordo com o manual "Kalksandsteine" {103} o teor de umidade de equilíbrio varia de 1,0 a 1,4%, faixa esta que se amplia para 2,0 a 2,4% em locais onde é normal a ocorrência de umidades relativa do ar em torno de 90%. Para efeitos práticos a publicação recomenda a adoção de

um valor de 2,2%.

A maior variação ocorre na umidade de fabricação, de 7 a 16% (volume de água em relação ao volume da alvenaria). Quanto maior for esta umidade, maior a retração potencial e consequentemente maior a probabilidade de ocorrerem problemas patológicos.

Entretanto, foi relatado que pelo volume ocupado pelos blocos na parede, a retração destes responde pela maior parcela da retração total. Se apenas for reduzida a retração potencial do BSC (ou empregando blocos de pequena retração potencial, ou de relativamente baixo teor de umidade) ocorre uma diminuição fundamental na retração volumétrica da parede. Se por hipótese empregarmos um bloco que apresente uma retração final de 0,01% e uma argamassa de 0,1% a retração volumétrica da PRSC cai pela metade em relação ao exemplo anteriormente citado. Se somado a isto for empregada uma argamassa que apresente uma menor retração minimizar-se-á a retração total.

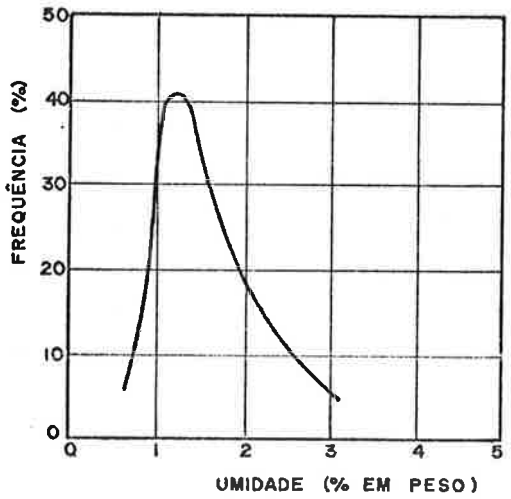


Figura 34

Distribuição dos teores de umidade de equilíbrio em paredes exteriores de BSC, na Alemanha Ocidental.{103}

Na análise dos problemas patológicos (5.8) são discriminadas as principais medidas a serem adotadas para se reduzir a amplitude de retração da PRSC.

A bibliografia consultada relaciona as amplitudes de variação da retração na secagem (não restringida) mais comumente observadas em PRSCs: O Building Research Establishment{92} cita uma retração reversível de 0,01 a 0,05% e irreversível de 0,01 a 0,04%. De acordo com Schneider et al. {151} a amplitude

da retração reversível está entre 0,01 a 0,04% com um valor mais provável de 0,02%. O manual "Kalksandsteine" {103} especifica uma faixa mais restrita, de 0,01 a 0,03% porém, com o mesmo valor mais provável de 0,02%. Sutherland {16} relaciona valores de 0,01 a 0,05% de retração total. Pieper & Hage {20} determinaram valores de 0,021 e 0,035% após 600 dias.

5.4.4 DEFORMAÇÃO POR VARIAÇÃO NA TEMPERATURA

Todos os materiais estão sujeitos a uma dilatação volumétrica com o aumento da sua temperatura e a uma contração com a diminuição. Em função das características laminares das paredes de alvenaria, as deformações por variação da temperatura são sensíveis apenas no comprimento e na altura.

A amplitude de variação é função da diferença entre as temperaturas extremas. Assim, paredes internas por estarem normalmente sujeitas a um pequeno diferencial térmico, apresentam deformações desprezíveis No entanto, paredes externas expostas diretamente ao sol, nas quais a superfície externa pode atingir até 70° C {121}, apresentam uma deformação térmica importante.

Em uma parede externa maciça exposta ao sol desenvolve-se um gradiente de temperatura entre as duas faces. Este gradiente tende a produzir uma flexão da parede com a convexidade voltada para o exterior {43}, além de uma expansão do edifício como um todo {39}.

Segundo o código "Walling" {39} a expansão na horizontal é de cerca de 150 a 200% maior do que o valor da expansão na vertical. Esta última é normalmente reversível enquanto que aquela pode ser irreversível se a parede fissurar como resultado da expansão (ou contração). No entanto, se ela não fissurar o movimento é também totalmente reversível.

Quando a deformação por variação de temperatura for restringida, surgem tensões internas de tração e cisalhamento semelhantes as que se originam na deformação por variação no conteúdo de umidade. Entretanto, para as variações usuais de tempe-

ratura, as tensões induzidas por deformação térmica na PRSC são de menor amplitude que as de origem na variação da umidade {32}.

As variações de temperatura podem ser sazonais e diárias (em períodos de tempo relativamente muito pequenos). De acordo com Ragsdale & Raynham {122} as variações sazonais relacionam-se com o edifício como um todo, enquanto que as diárias têm maior significância para a análise individual dos elementos.

A amplitude de deformação térmica (não restringida) de uma parede pode ser estimada (muito aproximadamente) pela variação da temperatura da seção média da parede e pelo coeficiente de expansão linear da alvenaria (α_t).

Para a alvenaria de BSC, de acordo com o manual "Kalksandsteine"{103}, o coeficiente de expansão linear é variável entre 7 a $9,5.10^{-6}$ (por ^{o}C) ou seja, 0,007 a 0,0095 (mm/m)^{o}C com valor médio de 0,008(mm/m)^{o}C (para alvenaria de tijolos cerâmicos, de 4 a 7 . 10^{-6}, com valor médio de 6 . 10^{-6} por ^{o}C). Schneider et al.{151} especificam para α_t na direção horizontal uma faixa de 0,007 a 0,011 (mm/m)^{o}C para blocos e tijolos maciços e 0,006 a 0,009 (mm/m)^{o}C para blocos perfurados (valores médios de 0,009 a 0,008(mm/m)^{o}C respectivamente). Segundo a DIN-1053 {107} pode-se adotar α_t = 0,008 (mm/m)^{o}C. O BRE {92} e Sutherland {16} especificam uma faixa de 0,008 a 0,014 (mm/m)^{o}C, válida na Inglaterra.

Deve-se ainda destacar que na determinação do diferencial térmico não é suficiente a consideração das temperaturas do ar interna e externa, pois a resposta térmica da parede de alvenaria sujeita à radiação depende, por exemplo, da cor ou da textura superficial da face exposta (o coeficiente de reflexão modifica a absortividade da alvenaria). Pyle {50} cita que as superfícies externas de paredes de BSC pintados de preto podem atingir 70°C enquanto que em paredes brancas, nas mesmas condições, a temperatura superficial atinge de 30 a 35°.

5.4.5 DEFORMAÇÃO POR EFEITO DE REAÇÕES QUÍMICAS INTRINSECAS

As deformações causadas por reações químicas intrínsecas na alvenaria sílico-calcária são mencionadas na bibliografia de referência. No entanto, a extensão destas deformações e a magnitude da sua influência nos problemas patológicos da PRSC não estão ainda bem caracterizados.

As principais reações químicas que dão origem à deformações na alvenaria de BSC são: a hidratação tardia de óxidos de magnésio na argamassa; a carbonatação dos hidróxidos de cálcio e magnésio na argamassa (e, eventualmente dos que não reagiram com a sílica na autoclave na formação do bloco) e a carbonatação dos hidrosilicatos de cálcio do BSC e dos formados na argamassa pela hidratação do cimento.

A hidratação é uma reação expansiva, enquanto que a carbonatação produz retração volumétrica. Ambas as deformações provocam tensões internas que podem levar à fissuração da alvenaria. Estas fissuras {75}são semelhantes às fissuras de retração e com elas se confundem.

Vários autores citam que a expansão da alvenaria causada pela hidratação do óxido de magnésio existente na junta endurecida da argamassa de assentamento tem importância significativa. Dentre estes, o CSTC {75}, Clifton et al.{152}, e Mc Burney {153}.

Clifton et al. {152}, após ensaios durante 14 anos, concluíram que as paredes construídas com argamassas expansivas (devido ao alto teor de Mg O) apresentavam uma expansão consistentemente maior que as construídas com argamassas estáveis. Citam ainda, trabalho de Wuerpel que relatou diversos casos de ruptura expansiva da alvenaria devido à presença de óxidos de magnésio na argamassa.

Mc Burney {153} descreve resultados de ensaios de paredes construídas com argamassas contendo grandes quantidades de MgO livre que apresentaram expansões (não restringidas) de 0,32% a 0,56% (argamassas 1:1:6 e 1:2:9 - cimento:cal:areia, em volume) e conclui que a reação tardia pode causar expansões de magnitude suficiente para produzir fissuras de gravidade.

O Centre Scientifique et Technique de la Construction {75} recomenda a utilização de aglomerantes com teor máximo de 5% de MgO. Clifton et al.{152} são de opinião de que a cal hidratada tipo N (sem controle do teor máximo de MgO) não deveria ser empregada na alvenaria.

Os efeitos da carbonatação confundem-se totalmente com a retração na secagem. Sabe-se que têm influência razoável na amplitude da retração na secagem, mas não existem estudos que avaliem a extensão desta influência. Ragsdale & Raynham {46} e Everett {45} afirmam que a carbonatação prolonga a retração na secagem dos BSC após o período normal. Bessey {154},o BSI (CP121 {56}) e Vorobyev {32} destacam ainda a reação de carbonatação como causadora de retração da PRSC.

5.5 CARACTERÍSTICAS RELACIONADAS COM A FUNÇÃO VEDAÇÃO

Devido a multifuncionalidade da parede resistente, além das características mecânicas e de deformabilidade, são também importantes as características relacionadas com a função vedação.

Para a determinação da capacidade que a parede de alvenaria possui para suprir os requisitos exigidos de um elemento de vedação vertical, deve-se avaliar principalmente, as características de: isolamento térmico; isolamento sonoro (som aéreo); resistência ao fogo e estanqueidade (à água e só para vedações exteriores). Agopyan {155} conceituou estas características. No presente trabalho serão descritas as particularidades da PRSC que a elas se referem.

Admitir-se-ão paredes maciças de uma única lâmina, sem vãos e rigidamente ligadas a outras paredes e à lajes. Procura-se assim restringir as condições de contorno, que ao variarem influenciam o desempenho da parede de vedação. Uma análise mais abrangente, deveria considerar o edifício como um todo, mas devido à complexidade deste enfoque, são feitas as simplificações aci

ma. Com isto o estudo resume-se em definir as espessuras adequadas das paredes.

Na ausência de normas brasileiras, far-se-ão citações de códigos estrangeiros. Ressalve-se que as exigências destes códigos, não necessariamente, são as mais adequadas para as condições locais.

5.5.1 ISOLAMENTO TÉRMICO

Considerando a parede isoladamente, a propriedade térmica mais importante para a avaliação da sua capacidade de isolamento é a condutividade térmica da alvenaria representada pelo símbolo k expresso em $W/(m^{o}C)$, definida como a quantidade de calor que flui na unidade de tempo por unidade de superfície da parede quando o gradiente de temperatura é de um ^{o}C.

Outro parâmetro utilizado é a resistência térmica da parede (Rt). No caso de parede homogênea de uma única folha, é obtida pela relação:

$$Rt = \frac{t}{k} \text{ em } m^2 . \ ^{o}C/W \text{ onde,} \qquad (5.28)$$

t = espessura da parede em m.

Para englobar os efeitos de convecção nas superfícies das paredes é empregado o coeficiente global de transmissão (U) em $W/(m^{2\,o}C)$, obtido pela relação:

$$\frac{1}{U} = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{t}{k} + \frac{1}{\alpha_e} \quad \text{onde,} \qquad (5.29)$$

α_i e α_e são os coeficientes de transmissão por convecção para as faces da parede, em $W/(m^{2\,o}C)$.

A norma DIN-4108 {[156]} "Wärmeschutz im Hochbau" (isolamento térmico em edifícios) especifica a condutividade térmica k para as PRSCs construídas com BSC de diferentes densidades. Na Tabela 23 estes valores são transcritos.

Representou-se também na Tabela 23 as resistências térmicas das PRSCs de diversas espessuas (11,5; 14; 17,5; e 24 cm) e os coeficientes globais de transmissão para estas paredes considerando-se α_i = 7 W/(m^{2o}C) (para superfície interna de paredes exteriores ou ambas as superfícies de vedação interiores segundo a DIN-4108) e α_e = 20 W/(m^{2o}C) (para superfície externa de paredes exteriores, segundo DIN 4108 e para velocidades de vento de 2 m/seg).

Para se considerar o efeito de revestimentos deve-se utilizar as seguintes condutibilidades térmicas: argamassas de cal e argamassas mistas de cal e cimento k = 0,87 W/(m^{o}C); argamassas de cimento k = 1,4 W/(m^{o}C) e argamassas de gesso e argamassas mistas de cal e gesso k = 0,70 W/(m^{o}C).

A norma DIN-4108 estabelece valores mínimos da resistência térmica de paredes interiores e exteriores e valores máximos do coeficiente global de transmissão para paredes interiores e exteriores. Estes valores são:

i) Paredes Exteriores - Rt_{min} = 0,55 m^{2o}C/W; U_{max} = 1,39 W /(m$^{2\,o}$C)

ii) Divisórias Internas - Rt_{min} = 0,25 m^{2o}C/W; U_{max} = 1,96 W/(m^{2o}C)
(ou 0,07 e 3,03 respectivamente em ambientes com aquecimento central).

Comparando-se os requisitos mínimos da norma alemã com as características das PRSCs verifica-se que, para as nossas condições ambientais, as exigências são muito rigorosas, pois para paredes exteriores a espessura de 24 cm é ainda insuficiente (com BSC tipo 2DF (12) haveria necessidade de uma parede de 39 cm). Porém, da referida norma verifica-se que paredes de tijolos cerâmicos maciços apresentam-se praticamente com o mesmo desempenho térmico das PRSCs (uma parede de 25 cm também é insuficiente) e sabe-se que para nossas condições ambientais a parede de 25 cm é competente do ponto de vista do isolamento térmico (calculando pela norma DIN esta parede apresenta uma resistência térmica de 0,30 m^{2o}C/W quando o mínimo especificado é de 0,55 m^{2o}C/W).

TABELA 23 - Condutividade térmica da alvenaria sílico-calcária (k); Resistência térmica (Rt) e Coeficiente global de transmissão de PRSCs (U), em função da espessura das paredes (t), segundo DIN-4108 {[156]}.

Densidade dos BSCs (kg/dm³)	k (W/(m°C)	Rt (m². °C/W) t (cm)				U (W/(m² °C)) t (cm)			
		11,5	14	17,5	24	11,5	14	17,5	24
1,0	0,50	0,23	0,28	0,35	0,48	2,38	2,13	1,85	1,49
1,2	0,56	0,21	0,25	0,31	0,43	2,50	2,27	2,00	1,61
1,4	0,70	0,16	0,20	0,25	0,34	2,86	2,56	2,27	1,89
1,6	0,79	0,15	0,17	0,22	0,30	2,94	2,78	2,43	2,04
1,8	0,99	0,12	0,14	0,18	0,24	3,23	3,03	2,70	2,32
2,0	1,10	0,11	0,13	0,16	0,22	3,33	3,13	2,86	2,43

A condutibilidade térmica é variável com a umidade residual da alvenaria {[56]}. Os valores da tabela 23 são válidos para uma umidade de 4%.

5.5.2 ISOLAMENTO ACÚSTICO

O isolamento de sons aéreos propiciado por uma vedação vertical exterior implica na redução da intensidade do som gerado no exterior a níveis tais que permitam um adequado conforto acústico no ambiente interior, conforme o seu uso.

Geralmente a capacidade de isolamento é representada pelo índice de redução acústica (Ra), obtido em ensaios normalizados. Agopyan {[155]} cita estes ensaios e descreve a maneira de se determinar o índice de redução acústica. Este índice está relacionado com a densidade superficial da parede.

O código inglês CP 3 - Chapter III - "Sound Insulation and Noise Reduction" {[157]} especifica valores do índice Ra para paredes de tijolos (qualquer tijolo) com as espessuras usuais na Inglaterra. Estes valores estão na Tabela 24. As observações - Grau I e Grau II referem-se as características sub-

jetivas do conforto acústico propiciado pela parede: Grau II significa que, pelo menos metade dos ocupantes do ambiente isolado, não são seriamente incomodados pela intensidade do som aéreo após a redução pela parede; Grau I significa que na prática, ninguém é incomodado. Para paredes exteriores somente as paredes de Grau I são aceitas. O que corresponde a um índice de redução acústica de 50 dB.

A norma alemã DIN-4109 - "Schallschutz im Hochbau" (isolamento acústico em edifícios) {158} define um outro parâmetro (LSM) para a avaliação do amortecimento acústico de paredes. O LSM (medida da isolação acústica contra sons aéreos) é determinado para cada tipo de parede em ensaios normalizados (DIN-52210) utilizando curvas de referência padronizadas (100 a 3200 Hz). Segundo o manual "Kalksandsteine" {103} um valor de LSM = 0 corresponde a um índice de redução acústica de 50 dB. Valores positivos e negativos de LSM correspondem a um acréscimo ou uma diminuição dos mesmos valores do padrão 50 dB. A norma DIN-4109 especifica o valor mínimo de LSM, conforme o uso do recinto. Por exemplo: para paredes exteriores - LSM = 0; para paredes divisórias entre casas geminadas - LSM = 3; idem entre apartamentos - LSM = 0.

TABELA 24 - Índice de redução acústica de paredes de tijolo, segundo o código inglês CP-3 III {157}

Espessura da Parede (mm)	Revestimento de 13 mm em Ambas as Faces	Densidade Superficial (kg/m^2)	Índice de Redução Acústica (dB)	Observações
112,5	Sem	220	35 - 40	com poros *
112,5	Com	270	45	Grau II
225	Com	480	50	Grau I

* Nas juntas de argamassa.

Na Tabela 25 estão relacionados os valores de LSM para as paredes de alvenaria de BSC em função da espessura, com ou sem revestimento, em ambas as faces, de 15 mm.

TABELA 25 - Medida da isolação acústica contra sons aéreos (LSM) para PRSC, segundo DIN-4109 {158}.

Classe de Densidade Aparente do BSC	Espessura da Parede (cm)					
	Sem Revestimento			Com Revestimento		
	11,4	17,5	24	14,5	20,5	27
1,0	- 12	- 8	- 4	- 9	- 5	- 2
1,2	- 11	- 6	- 2	- 8	- 4	- 1
1,4	- 10	- 5	- 1	- 8	- 3	0
1,6	- 9	- 4	0	- 6	- 2	+ 2
1,8	- 8	- 3	+ 1	- 5	- 1	+ 3
2,0	- 7	- 2	+ 3	- 4	0	+ 4

Comparando-se as exigências das duas normas, verifica-se que para ambas, a espessura mínima exigida para paredes exteriores é de "1 tijolo" (espessura correspondente a maior dimensão do tijolo) e necessariamente as paredes devem ser revestidas. Estas exigências são coerentes com a tradicional exigência dos códigos de obras brasileiros quanto à espessura mínima das paredes exteriores.

5.5.3 RESISTÊNCIA AO FOGO

A capacidade de uma parede resistir a um incêndio é relacionada com um ensaio específico, no qual determina-se a espessura mínima da parede para que, em um certo período de tempo, a parede permaneça satisfazendo requisitos (normalizados)de estabilidade estrutural, estanqueidade às chamas e aos gases e isolamento térmico. Em síntese, é a capacidade da vedação ter um desempenho satisfatório durante um incêndio e por um certo período de tempo.

Agopyan {155} cita o ensaio ISO-834 da Organização Internacional de Normalização como o de aceitação universal.

A PRSC é um componente relativamente resistente ao fogo. O código inglês CP-121 {56} especifica para os tijolos ma

ciços sílico-calcários a espessura mínima para 7 períodos de tempo diferentes. Na Tabela 26 transcreve-se estes valores para paredes resistentes e para paredes divisórias (de vedação) sem função estrutural.

A norma alemã DIN-4102, citada em {[103]} caracteriza a capacidade resistente das PRSCs para 5 períodos de tempo. Os valores estão também relacionados na Tabela 26. Para resistência por períodos de 30 ou 60 minutos, a parede é considerada limitante do fogo; 90 ou 120 - resistente ao fogo e, 180 altamente resistente ao fogo (parede corta-fogo).

TABELA 26 - Resistência ao fogo de paredes de alvenaria de blocos e tijolos sílico-calcários

Norma	Tipo de Bloco	Tipo de Parede	Espessura mínima (cm) de paredes para resistir a um fogo normalizado p/um período						
			6 h	4 h	3 h	2 h	$1\frac{1}{2}$ h	1 h	$\frac{1}{2}$ h
CP-121	Maciço	Resistente	20	19	19	10	10	9	9
		de Vedação	20	17	17	10	9	7,5	7,5
DIN-4102	KSV (Maciço)	Qualquer, com argamassa do Gr. II	-	-	24	11,5	11,5	7,1	7,1
	KSL (perfurado)		-	-	24 ou 30 *	11,5	11,5	7,1	7,1

Obs.: * Se a densidade aparente for maior que 1,20 kg/dm³, então a espessura pode ser de 24 cm.

5.5.4 PERMEABILIDADE À ÁGUA DE CHUVA

O termo estanque aplicado a paredes de alvenaria expostas ao tempo é errôneo. De acordo com Grimm {[159]}, "Materiais de fachada como alvenaria ou concreto são tipicamente porosos e as juntas entre os principais materiais da parede estão sujeitas à permeabilidade da água de chuva. No entanto, as fachadas do edifício apresentam variáveis graus de *resistência à água*, dependendo do tipo e qualidade dos materiais, projeto, construção, manutenção e condições climáticas."

De acordo com Butterworth & Foster {160} " A penetração de água de chuva é o calcanhar de Aquiles de qualquer sistema construtivo..." Principalmente da alvenaria estrutural, cujos componentes são constituídos por uma infinidade de pontos fracos - as interfaces junta/bloco.

A grande maioria dos pesquisadores (relacionados na revisão bibliográfica, sobre o assunto, de Grimm {161}) chegaram à conclusão, condensada por Fowler & Grimm {162} , de que "vazamentos em paredes de alvenaria são causados primordialmente pela água que permeia por fissuras mais largas que 0,1 mm, entre o tijolo e a argamassa. A água que passa através do tijolo ou da argamassa por capilaridade não é significante." A avaliação em mais de 100 edifícios com vazamentos pelas paredes revelou que nenhum deles era devido à absorção de água pelo bloco {161}.

Na Inglaterra {56}, nos Estados Unidos e Canadá (citados em {159}) o tipo e a espessura adequados de paredes exteriores são determinados pela avaliação das condições ambientais, as quais a parede estará exposta. Estas condições de exposição são classificadas em: severa; moderada e protegida. No ítem 6.4 definem-se estas condições.

De acordo com o código CP-121 "Walling" {56} " Uma parede-dupla ("cavity wall") corretamente construída, com uma camada de ar de pelo menos 50 mm provê uma mais eficiente barreira à penetração da chuva, sob quaisquer condições de exposição, do que uma parede simples. A capacidade destas de excluir a chuva depende de muitos fatores, incluindo a espessura da parede, o material e a mão de obra."

No entanto, como destacam Butterworth & Foster {160} "a parede-dupla na alvenaria estrutural é perfeitamente satisfatória em pequenos edifícios, mas em edifícios de mais de três pavimentos sérias dúvidas são levantadas acerca da estabilidade das paredes externas de 10 cm ligadas à estrutura apenas por conexões metálicas."

Com o emprego de paredes simples, pelos critérios ingleses {56}, americanos {159} e alemães {103} somente paredes de

"1 tijolo" revestidas em ambas as faces podem ter adequada resistência à penetração da chuva. Na Tabela 27 estão transcritas as prescrições do código CP-121 {[56]} para paredes simples aplicáveis ao BSC.

TABELA 27 - Espessuras mínimas para que paredes exteriores sejam adequadas para excluir a água de chuva {[56]}.

Condições de Exposição	Construção da Parede		Espessura Mínina - mm
Severa	Revestidas	De blocos vazados com junta horizontal em duas faixas separadas.	200
Moderada	Revestidas	De tijolos maciços ou perfurados.	225
	Revestidas	De blocos vazados com junta horizontal em duas faixas separadas.	150
	Não Revestidas	Idem	200
Protegida	Revestidas	De tijolos maciços ou perfurados.	100
	Não Revestidas	Idem	337,5

TABELA 28 - Capacidade das paredes de alvenaria resistir contra à penetração de água de chuva {[103]}.

Tipo de Unidade de Alvenaria	Espessura (cm)	Tempo para ficar Saturada (horas)		Diferença entre 1 e 2 (horas)
		1 - Com Revestimento	2 - Sem Revestimento	
BSC	38	125	60	65
BSC	25	68	13	54
Tijolo Cerâmico Maciço	38	86	9	77
Tijolo Cerâmico Furado	24	82	10	72
Bloco de Concreto Celular	20	69	1	68

O manual "Kalksandsteine" {[103]} avalia a capacidade que diversos tipos de paredes, de diversas espessuras, revestidas ou não com argamassa, têm de resistir contra a penetração de água quando submetidas ao impacto da chuva. Os resultados foram

obtidos por Kristen & Blunk e estão transcritos na Tabela 28.

Ragsdale & Raynham {[46]} afirmam que as paredes externas de BSC têm de ser, obrigatoriamente, revestidas.

5.6 DIMENSIONAMENTO DA PAREDE RESISTENTE

A resistência à compressão da alvenaria, analisada em 5.3.1, está relacionada com prismas ou paredinhas submetidas a cargas verticais concêntricas. Porém, a resistência à compressão de paredes de alvenaria é influenciada pela sua esbeltez e pela excentricidade do carregamento. Por outro lado, estas variáveis dependem da: geometria do edifício; rigidez relativa entre paredes e lajes; natureza das juntas entre elas e distribuição das cargas. O quadro complica-se ainda, devido à baixa resistência à tração da alvenaria, pois sob determinadas condições, alteram-se as propriedades das seções horizontais resistentes {[123]}.

O dimensionamento de paredes resistentes no estágio atual do conhecimento, é baseado no resultado de testes em paredes de diversos coeficientes de esbeltez submetidas a cargas com variadas excentricidades e condições de apôio bem definidas. Em função do maior ou menor conhecimento empregam-se coeficientes de segurança variáveis e têm-se obtido resultados satisfatórios. No entanto, de acordo com Hendry {[123]} "métodos de projeto mais racionais são claramente desejáveis" e o desenvolvimento da alvenaria estrutural não armada tende a evoluir neste sentido.

Os códigos de projeto estrutural existentes têm refletido o nível de pesquisa e desenvolvimento da alvenaria estrutural em cada país através de constantes atualizações e do emprego de coeficientes de segurança progressivamente menores e mais racionais.

5.6.1 ASPECTOS TEÓRICOS

Os estudos teóricos sobre a capacidade resistente de paredes de alvenaria foram feitos em condições de apoio normalmente articuladas (ou senão de apoios fixos). Acontece que estas condições não fornecem bases suficientes para o projeto de paredes reais por: não existirem na prática e porque para determinadas condições de carga, as capacidades resistentes das paredes são criticamente influenciadas pela sua rigidez e pela rigidez das lajes contíguas {[123]}. Assim, por suposição, estima-se uma altura equivalente à condição articulada e com isso pode-se adotar parâmetros de projeto para paredes reais.

Ensaios realizados em 30 anos de desenvolvimento da alvenaria estrutural mostram que para paredes de esbeltez até 30 (limite prático) submetidas a cargas axiais, a ruptura é associada à resistência dos materiais e se dá pelo desenvolvimento progressivo, até a ruína, de fissuras verticais ("splitting vertical failure"). No entanto, quando o carregamento é excêntrico, uma parede esbelta apresenta uma deflexão lateral sensível antes da ruptura, que ocorre através de um colapso catastrófico.

Sahlin {[11]} cita que Angervo em 1954 e Chapman & Slatford em 1957 deduziram as equações diferenciais básicas para uma coluna sem resistência à tração. Segundo Sahlin " quando uma coluna sem resistência à tração é excentricamente carregada, uma zona fissurada irá surgir, zona esta sem tensões, ou " morta" (ver figura 35a). A extensão da zona fissurada é determinada não só pelas excentricidades da carga axial nos apoios, mas também pelas deflexões e pela magnitude do carregamento. Com o aumento deste, a coluna deflete mais e a excentricidade do carregamento na região central aumenta enquanto que a seção ativa e comprimida diminui." A distribuição das tensões nas várias seções é mostrada na Figura 35a e, é assumida como linear. Se a carga for aplicada fora do terço médio, a zona irá se extender por toda a altura da coluna. A ruina irá ocorrer quando a zona fissurada atinge a "linha de carga" (ver Figura 35b). No momento do colapso uma articulação se forma a meia altura. De

acordo com Hendry {123}: "Das equações deduzidas por Chapman & Slatford é possível derivar um conjunto de coeficientes de redução das tensões em função da esbeltez e da excentricidade.(Isto foi feito e está esquematizado na Figura 36)... apesar de aproximadas as curvas servem para ilustrar o comportamento de paredes de alvenaria na compressão e geralmente correspondem a reresultados experimentais."

Haller {122} desenvolveu também uma teoria baseada em uma curva de deflexão lateral senoidal e, em uma relação tensão-deformação não linear. Mas, segundo Hendry {123}, esta teoria não pode ser generalizada e está relacionada apenas aos prismas de alvenaria empregados por Haller.

Sahlin no seu livro "Structural Masonry" {11} desenvolveu uma teoria sobre a resistência das paredes reais (ligadas à lajes deformáveis), considerando a rotação do topo da parede e a excentricidade das cargas aplicadas. Segundo ele, a rotação do topo de uma parede carregada excentricamente depende da rigidez relativa dos dois elementos, do carregamento da laje e das características das juntas entre eles. Sinha & Hendry, (citados em {123}) acrescentaram ainda a carga de pré-compressão como variável e concluíram de suas pesquisas que com uma pré-compressão maior que 0,3 N/mm^2 (desde que a junta não se rompa) pode-se esperar uma conexão parede-laje rígida, ou seja, com rotação no topo nula.

Yokel & Dikers {163}, Yokel et al. {164} e Fattal & Cattaneo {165}desenvolveram, no Center for Building Technology do National Bureau of Standards (Estados Unidos), um enfoque analítico para demonstrar que a resistência de paredes de alvenaria, excentricamente carregadas, pode ser prognosticada pela resistência de prismas em conjunto com o método do momento-ampliador (para levar em conta a esbeltez da parede). Nas publicações referenciadas, o método é extensivamente explicado. Os autores, concluem que o método é razoavelmente preciso quando comparado com resultados experimentais.

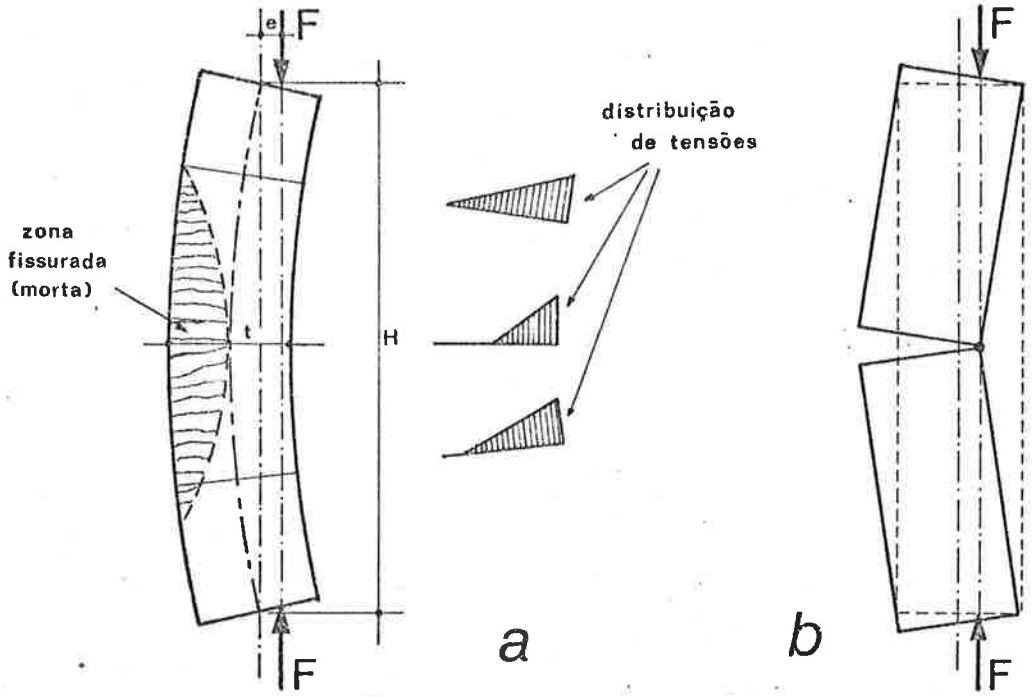


Figura 35 - a) Coluna articulada, de material não resistente à tração, carregada excentricamente. b) Idem, na ruína {123}.

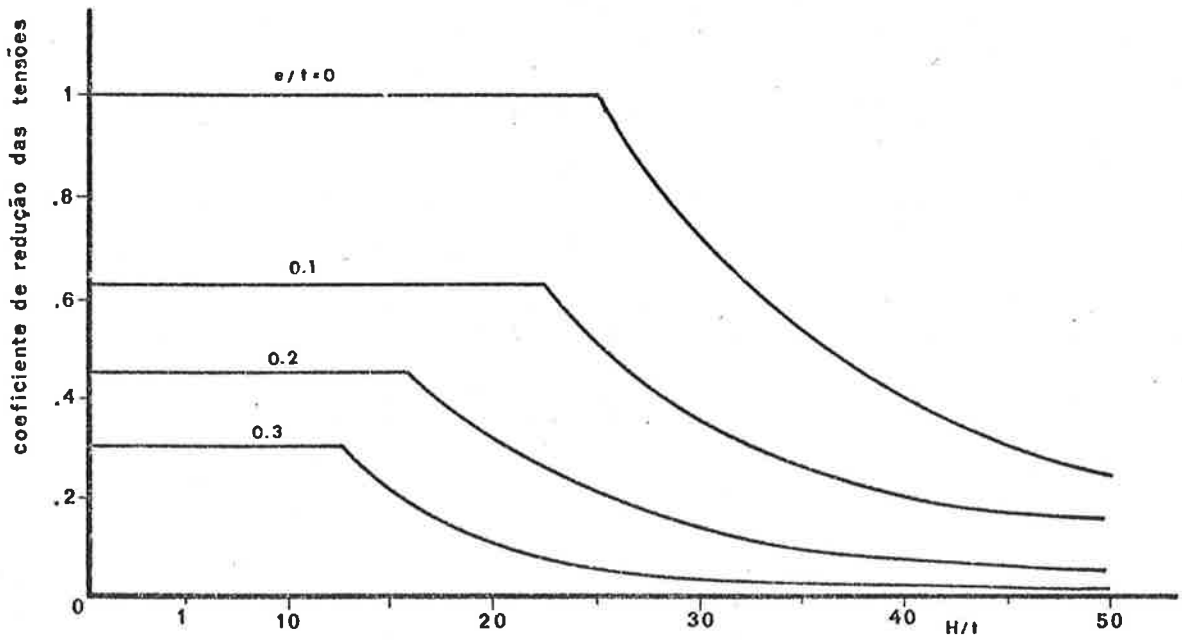


Figura 36 - Coeficientes de redução das tensões para paredes de alvenaria articuladas e carregadas com diversas excentricidades {123}.

5.6.2 A EXCENTRICIDADE DO CARREGAMENTO

É extremamente improvável que um carregamento vertical esteja aplicado concentricamente sobre uma parede. Segundo Haller {122} "A instabilidade por carga centrada não existe na prática: sempre uma excentricidade inicial deve ser considerada."

O carregamento normalmente está aplicado fora do centróide da parede ou devido às tolerâncias construtivas (variação no prumo), ou a diferentes carregamentos ativos em lajes contíguas ou, por deformações destas lajes ou, devido a outras causas.

Mas, qual excentricidade deve ser considerada no dimensionamento da parede resistente ? Um modelo analítico e racional de uma estrutura de alvenaria deve considerar em cada junção laje-parede: o grau de engastamento; os momentos atuantes no topo e na base da parede; as rigidezes relativas, etc.

Haller {122} derivou fórmulas para o cálculo das excentricidades das cargas, segundo princípios de análise estrutural. A norma SIA-113 (citada em {67}) recomenda um método simplificado baseado no trabalho de Haller e cujos principais parâmetros são: em nenhum caso a excentricidade deverá ser maior que um terço da espessura da parede; nos pavimentos inferiores de um edifício elevado, desde que as prescrições construtivas sejam obedecidas, pode-se considerar que as cargas são centradas; nos pavimentos superiores, a excentricidade da resultante das forças verticais agentes nas paredes e colunas deve ser calculada a partir dos momentos fletores nos nós, considerando os componentes articulados e as sobrecargas das lajes dispostas de maneira a produzir o efeito mais desfavorável; as excentricidades no nó superior (e_1) ou no nó inferior (e) são calculadas por:

$$e_{1(2)} = \frac{M_{1(2)}}{F_{1(2)}} \quad \text{onde,} \qquad (5.30)$$

$M_{1(2)}$ = momento fletor no nó 1 (2) e,

$F_{1(2)}$ = carga vertical atuante no nó 1 (2).

A norma suíça, ao supor as paredes articuladas, considera uma situação improvável, e na qual a capacidade resistente da alvenaria é minimizada. Com isso, admite-se que os coeficientes de segurança efetivos, sejam maiores do que os especificados.

O código americano de dimensionamento de alvenaria estrutural BCR-BIA {13} também considera as excentricidades virtuais e_1, e e_2 definindo o coeficiente de excentricidade (Ce) a partir de e_1, e_2, e e t, assim definidas:

e_1 = menor excentricidade virtual (no topo ou na base da parede) $= \dfrac{M_1}{F_1}$

e_2 = maior excentricidade virtual (no topo ou na base da parede) $= \dfrac{M_2}{F_2}$

e = máxima excentricidade virtual das cargas na parede considerando os efeitos das cargas laterais, dos movimentos relativos dos componentes, além da excentricidade das cargas verticais.

t = espessura da parede.

Quando: $e \leqslant t/20 \rightarrow Ce = 0,$ (5.31)

$$\frac{t}{20} < e \leqslant \frac{t}{6} \rightarrow Ce = \frac{1,3}{1 + 6\frac{e}{t}} + \frac{1}{2}\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20}\right)\left(1 - \frac{e_1}{e_2}\right), \quad (5.32)$$

$$\frac{t}{6} < e \leqslant \frac{t}{3} \rightarrow Ce = 1,95\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20}\right)\left(1 - \frac{e_1}{e_2}\right) \quad (5.33)$$

A relação $\dfrac{e_1}{e_2}$ é chamada de índice de excentricidades terminais e, é positiva quando a parede (ou coluna) flete em curvatura simples e negativa quando flete em curvatura dupla ou reversa. Na Figura 37 estão esquematizadas as situações mais comuns e na Figura 38 os valores assumidos pelo coeficiente Ce são representados

graficamente em função de $\frac{e_1}{e_2}$ e $\frac{e}{t}$.

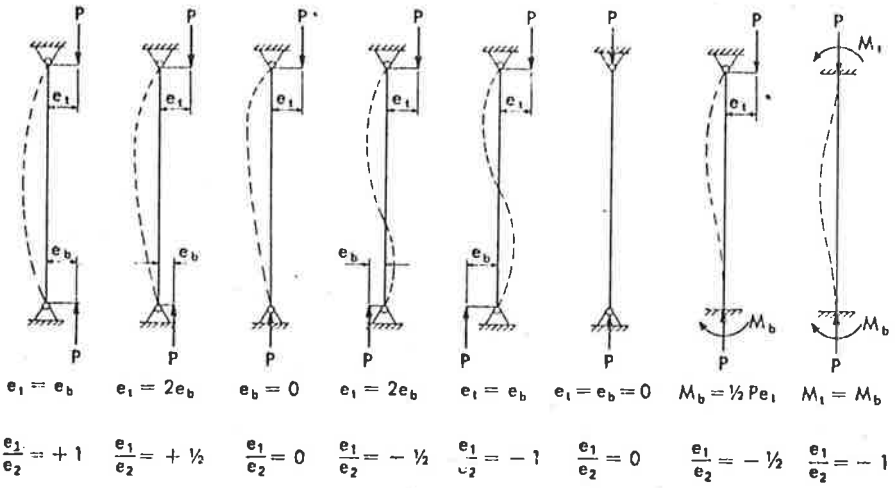


Figura 37 - Excentricidades terminais e modo de flexão de paredes. {13}

A norma inglesa BS-5628 {113} afirma que "preferencialmente a excentricidade das cargas aplicadas nas paredes e colunas deve ser calculada." Porém, ela permite a utilização de regras empíricas na determinação da excentricidade no topo das paredes (e_x), das cargas verticais transmitidas por paredes superiores e pelas lajes contíguas. Na Figura 39 estão representadas situações nas quais esta excentricidade pode ser assumida, sem necessidade de cálculo. A excentricidade devida ao desaprumo permissível na parede é relacionada com o índice de esbeltez e não deve ser somada à e_x. É também assumido que as cargas provenientes das paredes superiores alinhadas axialmente são centradas {134}. Os momentos fletores induzidos pelas cargas laterais, não são transformados em excentricidades adicionais (ver 5.6.6).

5.6.3 A ESBELTEZ E A RIGIDEZ DAS PAREDES

Uma parede de alvenaria apresenta uma rigidez diferenciada em função das condições limítrofes. Assim um muro, contínuo, sem pilares ou paredes de travamento e, sem um suporte

lateral superior, apresenta uma rigidez muito menor do que uma parede de mesma espessura, mas travada por 2 suportes laterais horizontais (lajes, superior e inferior) e 2 suportes laterais verticais (pilares ou paredes enrijecedoras).

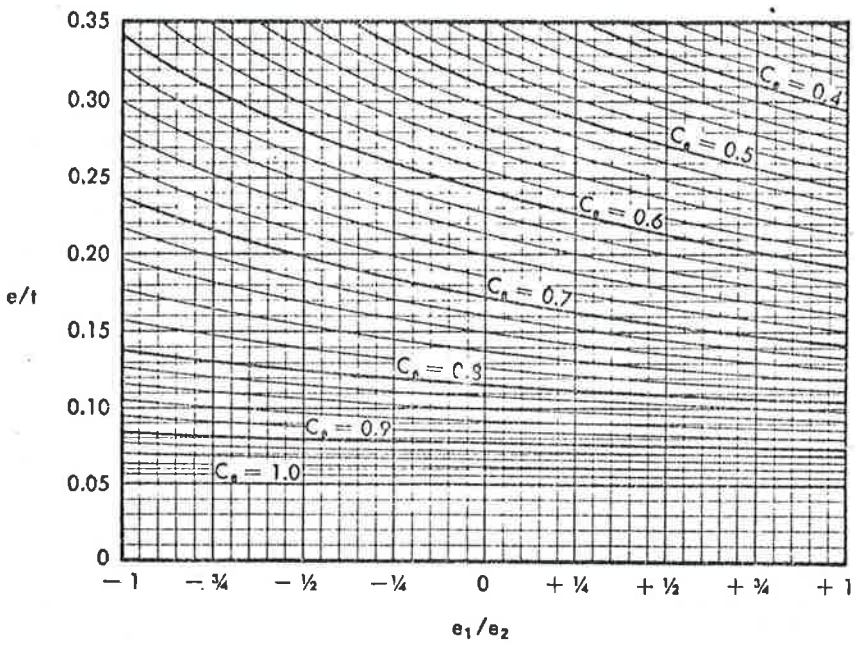


Figura 38 - Coeficientes de excentricidade Ce, segundo BIA-BCR {13}

Estas diferentes rigidezes são levadas em conta no dimensionamento das paredes resistentes, com a determinação de um parâmetro chamado de esbeltez, esbeltez equivalente ou, coeficiente de esbeltez, que é uma relação entre dois outros parâmetros: a espessura e a altura efetivas.

A definição destas duas variáveis não é muito coerente, como seria de se esperar (pelas suas características geométricas), nos diversos códigos de alvenaria estrutural. Ela é função da experiência e do desenvolvimento deste sistema construtivo em cada país.

Assim, na Alemanha Ocidental, o código de dimensionamento estrutural {107}, estabelece que as espessuras mínimas de paredes sejam as que permitem mínimas condições de resistência ao fogo, isolamento térmico e acústico e de durabilidade frente ao congelamento. Com isso, as espessuras mínimas das pa-

redes externas e internas são tão excessivas, estruturalmente falando, que deixa de ser essencial a consideração da espessura efetiva, já que a otimização da capacidade resistente é bloqueada por aquela espessura mínima.

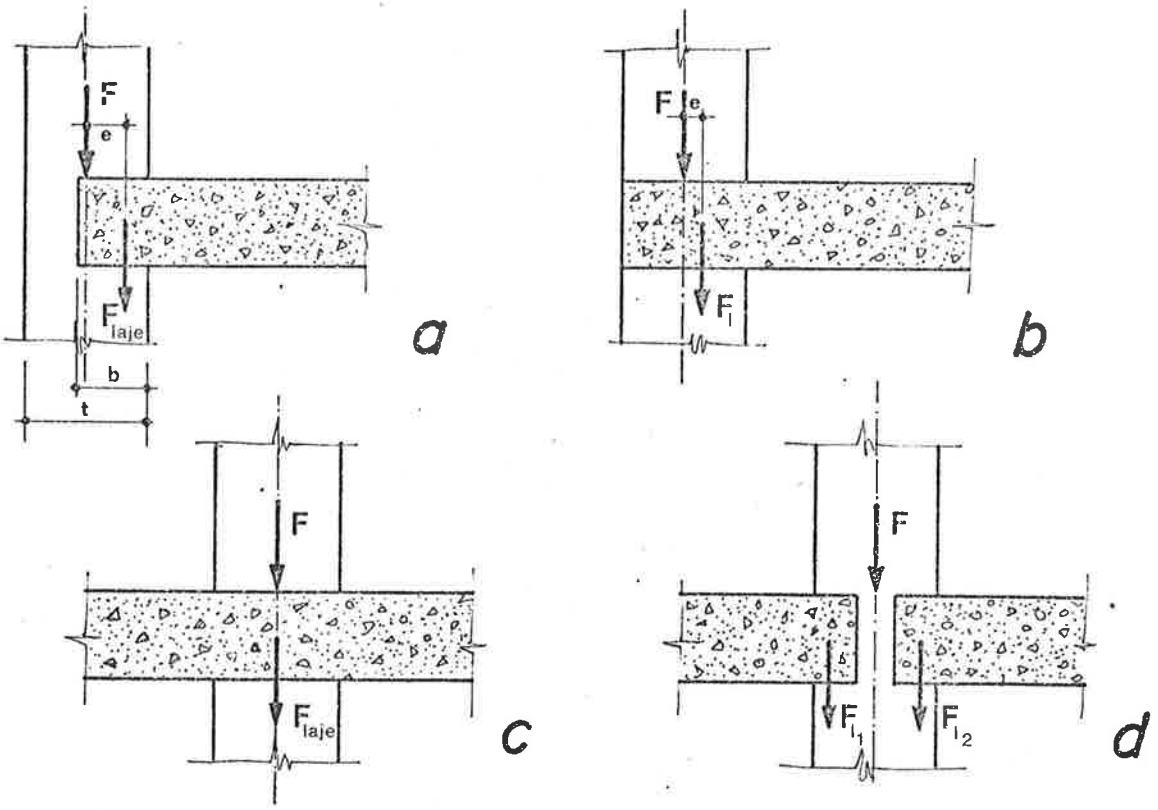


Figura 39 - Determinação da excentricidade das cargas de lajes: a) laje simplesmente apoiadas →e= t/2-b/3 b) Idem → e= t/6; c) Laje contínua →e=0; d) Lajes descontínuas (se as cargas forem desbalanceadas, deve-se calcular a excentricidade líquida).

Na Tabela 29 é apresentado um quadro resumo das características mínimas das paredes resistentes e a esbeltez equivalente admitida, segundo o código DIN-1053 {[107]}: Na Figura 40 representam-se esquematicamente as exigências quanto às distâncias máximas entre paredes enrijecedoras.

Nos Estados Unidos, o código BCR-BIA {[13]} admite (para as paredes resistentes) que a altura e a espessura efetivas correspondem às dimensões nominais (não se considera o efei

to dos suportes laterais verticais). O coeficiente de esbeltez (Cs) deve ser calculado pela fórmula:

$$Cs = 1,20 - \frac{H_e}{300\ t}\left[5,75 + \left(1,5 + \frac{e_1}{e_2}\right)^2\right] \leqslant 1,0 \qquad (5.34)$$

onde:

H_e = altura efetiva (demais variáveis definidas em 5.6.2).

Para paredes, a seguinte relação deve ser também obedecida:

$$\frac{H}{t} \leqslant 10.\left(3 - \frac{e_1}{e_2}\right) \qquad (5.35)$$

e para colunas:

$$\frac{H}{t} \leqslant 5.\left(4 - \frac{e_1}{e_2}\right) \qquad (5.36)$$

Na Figura 41 representam-se graficamente os valores de Cs em função de e_1/e_2 e H/t.

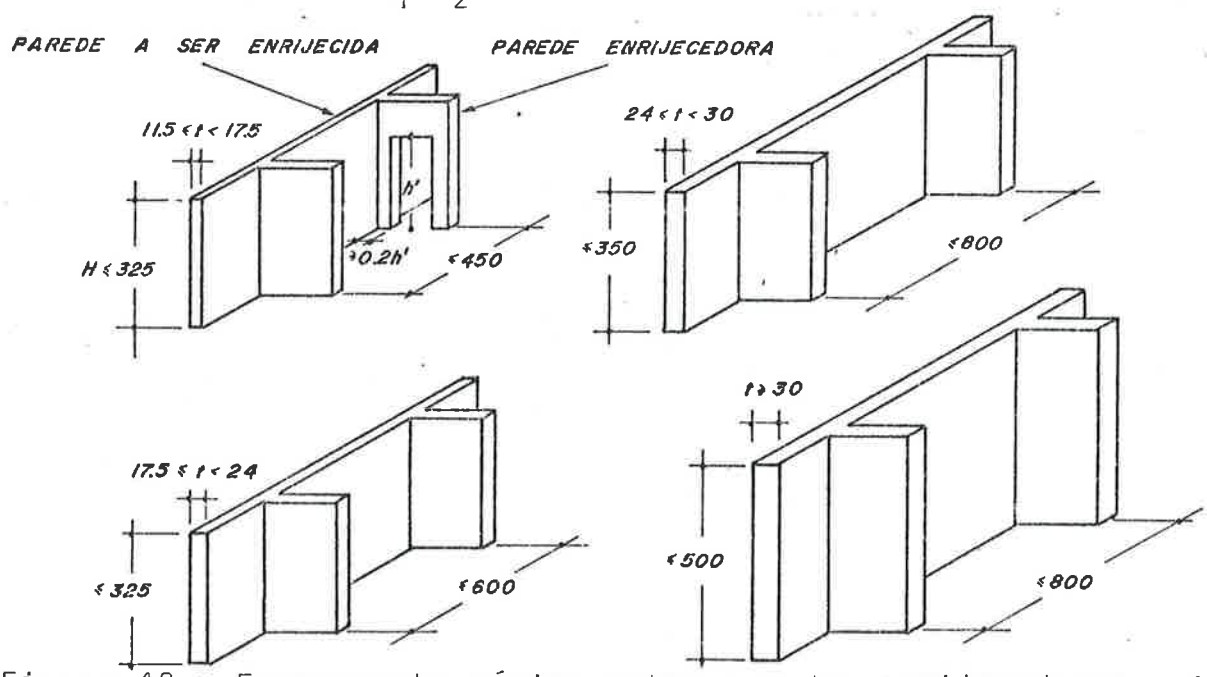


Figura 40 - Espaçamento máximo entre paredes enrijecedoras. As mínimas espessuras destas devem ser: 11,5 cm nos 4 últimos pavimentos; 17,5 cm nos 5º e 6º últimos pavimentos e 24 cm nos demais pavimentos. As dimensões indicadas são em cm.

TABELA 29 - Espessuras mínimas de paredes resistentes e esbeltez equivalente, segundo DIN-1053 {[107]}

Tipo de Parede	Espessura Mínima		Esbeltez Equivalente	
	Dimensão (cm)	Emprego	H/t **	Condições ***
Externa	24	Sempre	10	Altura máxima 3,25m
Interna *	17,5	Somente nos 4 pavimentos superiores	10	Sem vãos e altura máxima 2,75 m
			12	Com ou sem vãos e altura máxima 3,25 m
	11,5	Somente nos 2 pavimentos superiores	12	Com ou sem vãos e altura máxima 3,25 m

Obs.: * Condições limitantes: altura máxima -3,25m; vão máximo entre paredes enrijecedoras -4,50m; somente é permitida uma abertura, de largura máxima -1,25m; Quando as lajes são armadas nas 2 direções são permitidos mais 2 pavimentos.

** H e t = altura e espessuras nominais; admite-se interpolação linear para paredes entre 2,75 e 3,25 m de altura.

*** Devem ser enrijecidas como esquematizado na Figura 40.

O código inglês BS-5628 {[113]} define o coeficiente de esbeltez pela relação entre a altura e a espessura efetivas da parede. A obtenção destes dois parâmetros é função de diversas características. Serão descritas apenas as que se relacionam com paredes e colunas resistentes de emprego na alvenaria estrutural:

i) Coeficiente máximo de esbeltez igual a 27 (H_e/t_e);

ii) Altura efetiva de paredes - 0,75 da altura livre (pé direito) quando a laje possui espessura mínima ou de 90 mm, ou metade da espessura da parede;

iii) Altura efetiva de colunas entre aberturas adjacentes - 0,75 da altura livre mais 0,25 da altura da mais alta das duas aberturas;

iv) Espessura efetiva - igual à espessura nominal, para as paredes cuja distância entre os eixos das paredes (ou pilares) de enrijecimento seja superior a 20 vezes a espessu-

ra destas. Quando esta distância for menor, a espessura nominal deve ser multiplicada por um coeficiente de rigidez (K) que depende de diversas variáveis.

A consideração conjunta da excentricidade das cargas e da esbeltez da parede determina um coeficiente que irá reduzir a resistência à compressão da alvenaria, obtendo-se a resistência à compresão da parede de alvenaria.

Na Figura 42 são comparados os coeficientes de redução globais dos quatro códigos citados.

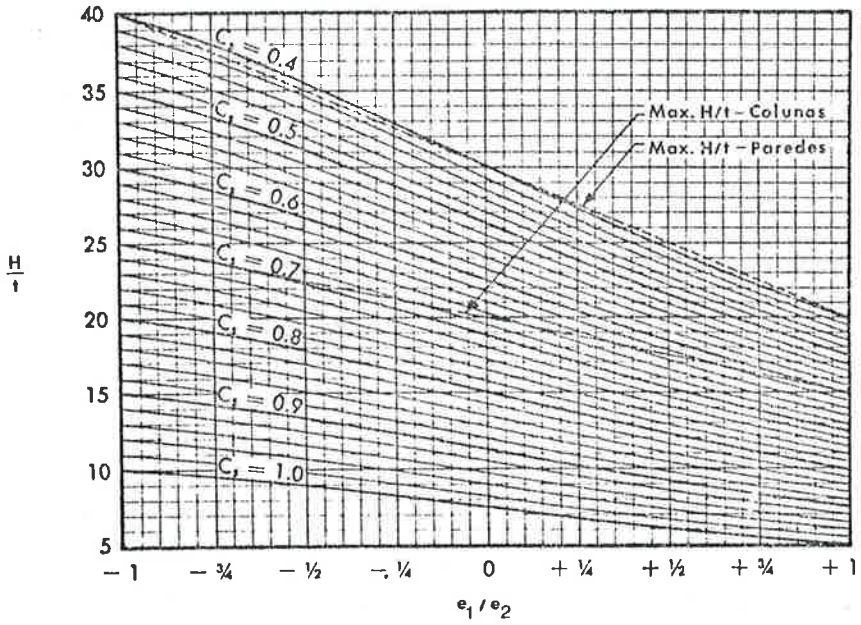


Figura 41 - Coeficientes de Esbeltez Cs - BIA-BCR {13}

5.6.4 TENSÕES ADMISSÍVEIS E ESTADOS LIMITES

No método determinístico das tensões admissíveis, a resistência à compressão da alvenaria (f_m) é minimizada por um coeficiente de segurança único e invariável (γ_m), obtendo-se assim, a máxima tensão admissível à compressão atuante em serviço (σ_{adm}). Neste método a obtenção da resistência à compressão da alvenaria é vinculada a um determinado ensaio de resistência dos materiais constituintes e seus resultados não sofrem, via de regra, um tratamento probabilístico.

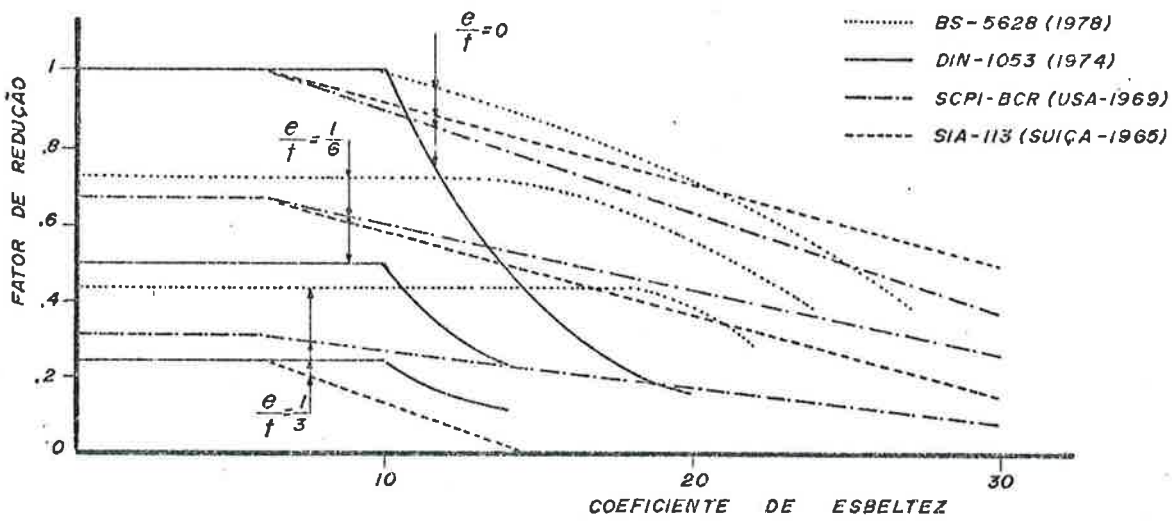


Figura 42 - Comparação entre os coeficientes de redução para excentricidade e esbeltez de diversos códigos.

No método semi-probabilístico dos estados limites, a resistência à compressão característica da alvenaria (f_{mk}) é também minimizada por um coeficiente de segurança γ_m obtendo-se assim, a resistência de cálculo da alvenaria. No entanto, neste método o coeficiente γ_m é variável e é função de dois coeficientes parciais de segurança {[1 2 3]}:

γ_{m_1} - com o qual se pretende cobrir as possíveis reduções da resistência da alvenaria na estrutura como um todo, quando comparado ao valor característico deduzido dos ensaios laboratoriais;

γ_{m_2} - com o qual se pretende cobrir as possíveis fragilidades da estrutura originada em alguma outra causa que não a redução na resistência, cobertas pelo coeficiente γ_{m_1}, incluindo tolerâncias de fabricação.

Além disso, a resistência à compressão da alvenaria é determinada segundo um enfoque estatístico:

$$f_{mk} = \bar{f}_m - \alpha s \quad \text{onde,} \qquad (5.37)$$

$\bar{f}_m$ é a média aritmética dos resultados do ensaio;

s é o desvio padrão;

α é um coeficiente que depende da probabilidade de se obter resultados inferiores a f_{mk}.

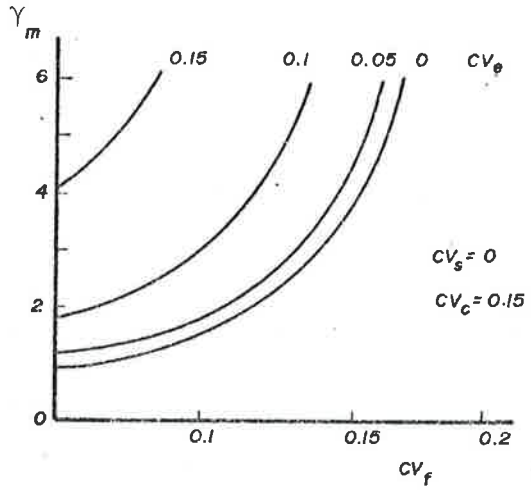
A vantagem do método dos estados limites é que ele permite uma avaliação mais racional e flexível da segurança estrutural. O grau de risco é variável pela escolha de diferentes coeficientes parciais de segurança. É reconhecido que a parede de alvenaria pode ser construída em níveis muito diversos de qualidade, quer pela qualidade da mão de obra e da fiscalização, quer pela qualidade dos materiais. Assim, diferentes coeficientes parciais de ponderação permitem uma análise mais realista do risco envolvido e podem induzir a obtenção de estruturas mais econômicas, sem prejuízo da segurança, e estimular o emprego de uma tecnologia mais aprimorada.

Macchi {166}, admitindo uma distribuição normal, determinou a variabilidade no valor do coeficiente global de segurança (γ)(envolvendo os coeficientes parciais dos materiais e das cargas) para a alvenaria. Macchi derivou o coeficiente γ_m em relação aos seguintes coeficientes de variação: da resistência da alvenaria (CV_f), da excentricidade das cargas (CV_e); das cargas (CV_c = 0,15) e da área da seção resistente (CV_s = 0). Na Figura 4? pode-se verificar o quanto o coeficiente γ_m é variável para uma mesma probabilidade de ruína de 10^{-6}.

Apesar das vantagens do emprego do método dos estados limites o seu uso é ainda recente, mesmo na análise estrutural de edifícios que empregam materiais mais tradicionais, como o aço e o concreto armado. Em função disto, somente o código inglês BS-5628 {113} de 1978 o utiliza. Os demais códigos ainda empregam o método das tensões admissíveis, mas a tendência é de evoluírem naturalmente para os estados limites, acompanhando o desenvolvimento da alvenaria estrutural. Com isto obter-se-ão coeficientes parciais de segurança mais realísticos e coerentes, deduzidos por métodos probabilísticos e seguramente menores.

Figura 43 -

Fatores de Segurança globais para uma distribuição normal {166}.



Desperta a atenção o comentário de Sutherland {16} "o coeficiente global de segurança para a alvenaria varia de 3,5 a 5,3 (na Inglaterra) e, é muito alto se comparado com o coeficiente médio de 2,25 para o concreto armado e com o do aço estrutural, que é inferior a 2,0 ... e também é muito alto em vista do fato de que a vasta maioria dos colapsos da alvenaria são devidos, não por quebra da resistência, mas por instabilidade, a qual é virtualmente independente de tensões."

5.6.5 A RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DA PAREDE DE ALVENARIA À AÇÃO DE CARGAS VERTICAIS

A determinação da resistência de cálculo da parede de alvenaria à (ação de) cargas verticais é feita considerando-se: a resistência característica da alvenaria à compressão; os efeitos da excentricidade e da esbeltez da parede e o coeficiente de segurança.

Os três códigos de dimensionamento mais empregados na alvenaria estrutural não armada (BS-5628 {113}; DIN-1053 {107} e BIA-BCR {13}) especificam diferentes metodologias para obtenção daquela resistência.

A resistência de cálculo da parede de alvenaria a cargas verticais (por unidade de área) segundo o código inglês {113}, é dada por:

$$f_{md} = \frac{\beta\ f_{mk}}{\gamma_m} \quad \text{onde,} \qquad (5.38)$$

β = é o coeficiente de redução da capacidade resistente da alvenaria para levar em conta os efeitos da esbeltez e da excentricidade e é obtido da Tabela 30.

f_{mk} = é a resistência característica da alvenaria (ver 5.3.1.4 e 5.7.1).

γ_m = é o coeficiente parcial de segurança para a resistência do material (Tabela 31).

O valor de γ_m adotado deve ser coerente com o grau de controle de qualidade exercido na fabricação dos blocos e na produção da alvenaria. Deve também ser coerente com a qualidade da argamassa. A norma prevê 2 níveis de controle de qualidade em cada caso.

i) Controle da fabricação dos blocos - *categoria especial:* quando o produtor define um "limite de aceitação" e qualquer amostragem do bloco apresenta uma probabilidade de não mais de 2,5% de que a resistência à compressão média da amostra fique abaixo daquele limite; quando o produtor opera um esquema de controle de qualidade que permita, na prática, definir o "limite de aceitação"; *categoria normal:* quando atende às especificações da norma mas não se enquadra na categoria especial.

ii) Controle de produção da alvenaria - *categoria especial:* quando o calculista ou por seu representante na obra ou em visitas frequentes se certifica de que a alvenaria está sendo construída de acordo com o código "Walling" CP- 121 {56}. A argamassa utilizada é previamente avaliada e especificada e existe um controle de qualidade de produção efetivo da sua resistência à compressão; *categoria normal* - deve ser assumida quando os requisitos para a categoria normal não são satisfeitos.

O código americano {13}define a resistência de cál

culo da parede de alvenaria à cargas verticais, por unidade de área pela relação:

$$f_{md} = Ce \cdot Cs \ \sigma_{adm} \quad \text{onde,} \qquad (5.39)$$

Ce = coeficiente de excentricidade - Figura 38

Cs = coeficiente de esbeltez - Figura 41

σ_{adm} = tensão admissível à compressão da alvenaria = $\frac{f_m}{\gamma}$

f_m = resistência à compressão da alvenaria (ver 5.3.1.4 e 5.7.1).

γ = coeficiente de segurança - 5 para paredes e 6 para colunas.

TABELA 30 - Fator de redução de capacidade(β) BS-5628 {113}

Coeficiente de Esbeltez H_e/t_e	Excentricidade no Topo da Parede, e_x			
	↑ 0,05 t	0,1 t	0,2 t	0,3 t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	-
26	0,45	0,38	-	-
27	0,40	0,33	-	-

Obs.: Os valores podem ser interpolados.

No código alemão {107} a resistência de cálculo da parede de alvenaria à cargas verticais não é determinada por uma fórmula, mas tirada diretamente de uma tabela. Os valores

não são muito coerentes (por causa da definição da esbeltez equivalente) e não serão citados.

TABELA 31 - Coeficientes parciais de segurança para a resistência do material BS-5628 {113}

		Categoria do Controle de Produção da Alvenaria	
		Especial	Normal
Categoria do Controle de Fabricação dos Blocos	Especial	2,5	2,8
	Normal	3,1	3,5

Na Tabela 32 compara-se as resistências de cálculo determinadas pelos três códigos, para paredes de 2,50 m de altura, construídas com argamassa 1:1:6 (cimento:cal:areia, em volume) e com BSC de 15,0 N/mm^2 de resistência à compressão. As espessuras das paredes são de 11,5 cm (BSC tipo NF ou 2DF); 17,5 (BSC tipo 3DF) e de 24 cm (NF ou 2DF). As cargas verticais são supostas centradas (e = o) ou com excentricidade e = 0,15 t ou e= 0,30t.

Verifica-se que os valores obtidos para as resistências de cálculo são bastante discrepantes e que os valores calculados segundo o código inglês são, na maioria absoluta das situações hipotéticas, maiores que os calculados pelos dois outros códigos.

5.6.6 A RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DA PAREDE DE ALVENARIA À AÇÃO DE CARGAS HORIZONTAIS

As cargas horizontais (ou seus componentes horizontais) podem agir no plano da parede tendendo a cisalhá-la ou agir perpendicularmente induzindo-a à flexão. No ítem 5.3.2 foram descritos o mecanismo de ruptura e a capacidade resistente das paredes de alvenaria em laboratório. Para utilização prá-

tica deve-se adotar coeficientes de segurança e definir então resistências de cálculo (ou tensões admissíveis).

TABELA 32 - Resistências de Cálculo de PRSC à ação de cargas verticais, em N/mm^2.

CÓDIGO	Resistência de Cálculo da Parede de Alvenaria								
	t = 24 cm			t = 17,5 cm			t = 11,5 cm		
	e=0	e=0,15t	e=0,3t	e =0	e=0,15t	e=0,3t	e= 0	e=0,15t	e=0,3t
Alemão	1,40	0,70	0,35	1,40	0,70	0,35	1,00	0,50	0,25
Inglês	1,43	1,10	0,63	1,37	1,10	0,63	1,17	1,00	0,63
Americano	1,14	0,91	0,73	1,04	0,83	0,66	0,90	0,72	0,58

Quanto às tensões admissíveis ao cisalhamento, o código americano {13} estabelece:

$$v_m = 0,042 \sqrt{f_m} + \frac{g}{5} \quad \text{onde,} \qquad (5.40)$$

v_m = tensão admissível da parede de alvenaria ao cisalhamento (em N/mm^2)

f_m = resistência à compressão da alvenaria (em N/mm^2)

g = carga vertical de cálculo por unidade de área (N/mm^2)

Estas tensões são ainda limitadas por valores máximos: em obras com inspeção (ver nota tabela 20) a tensão máxima admitida é de 0,55 N/mm^2 para argamassas tipo M ou S e de 0,39 N/mm^2 para a de tipo N; quando não há inspeção, as tensões máximas são 0,28 N/mm^2 e 0,19 N/mm^2 respectivamente.

Na Alemanha as tensões admissíveis ao cisalhamento são consideradas independentes da resistência à compressão dos blocos e valem {70}:

$$\left.\begin{array}{ll} v_m = 0,03 + 0,10\ g & \text{para argamassas do Grupo II;} \\ v_m = 0,04 + 0,12\ g & \text{para argamassas do Grupo IIa;} \\ v_m = 0,05 + 0,15\ g & \text{para argamassas do Grupo III.} \end{array}\right\} \quad (5.41)$$

Os valores de v_m são também limitados superiormente em 0,3 N/mm^2 .

Na Inglaterra, o código BS-5628 {113} prescreve que "No cisalhamento quando forças horizontais agem no plano da parede, tem-se segurança de que um estado limite último não será atingido se a seguinte relação for satisfeita:

$$v_{md} \leqslant \frac{f_{vk}}{\gamma_{mv}} \quad \text{onde,} \qquad (5.42)$$

v_{md} = é a resistência de cálculo da parede de alvenaria ao cisalhamento. Ou seja a máxima tensão de cisalhamento admissível produzida por cargas horizontais de cálculo agindo uniformemente na seção horizontal da parede.

f_{vk} = é a resistência característica da alvenaria ao cisalhamento (fórmulas 5.18 e 5.19).

γ_{mv} = é o coeficiente parcial de segurança para o material no cisalhamento quando a argamassa utilizada não for mais fraca que a do tipo iv) - γ_{mv} = 2,5: quando for levar- se em conta no cálculo, a possibilidade de um acidente, pode se usar um valor menor - γ_{mv} = 1,25."

Os valores máximos permitidos são de 0,7 N/mm^2 (argamassas tipo i, ii e iii) e 0,56 N/mm^2 (argamassa tipo iv). No caso de se considerar a probabilidade de um acidente, os máximos valores são de 1,4 e 1,12 N/mm^2 respectivamente.

Comparando-se os três códigos, para um edifício de 5 andares em ASC (empregando BSC de resistência 15 N/mm^2 e argamassa 1:1:6 (cimento:cal:areia, em volume), as resistências de cálculo ao cisalhamento das paredes do primeiro pavimento (admitido g = 0,5 N/mm^2) seriam: 0,2 N/mm^2 (Estados Unidos);0,1 N/mm^2 (Alemanha) e 0,26 N/mm^2 (Inglaterra). Os valores extremos permitidos seriam: 0,39 (0,19 sem inspeção), 0,30 e 0,70 N/mm^2-

respectivamente. Verifica-se também aqui, o quanto a norma inglesa é mais favorável que as outras duas.

As cargas horizontais que agem perpendicularmente sobre uma parede resistente na alvenaria estrutural são de duas naturezas: cargas de vento e cargas acidentais, como por exemplo, as que são provocadas por explosões internas de gás ou por choques. Após o colapso progressivo do edifício "Ronan Point", na Inglaterra em 1968, causado pela explosão de um botijão de gas, muitos estudos foram desenvolvidos na Europa e Estados Unidos para avaliar-se a capacidade resistente das paredes de alvenaria não armada à ação de carregamentos laterais. O progresso no conhecimento deste fenômeno foi apreciável e, em 1977 West et al. {143} afirmavam "é agora possível projetarem-se paredes por cálculos racionais de engenharia, com coeficientes de segurança consistentes com a probabilidade de ruína prevista no cálculo pelo método dos estados limites."

O único código que incorporou os resultados destes estudos até o momento é o código inglês BS-5628 {113}. O estado da arte atual está apropriadamente descrito em dois livros recentemente editados: "Structural Brickwork" {123} e "Structural Masonry Designers' Manual" {1}. Os trabalhos mais significativos são os de West et al. {143}; Haseltine et al. {144} e Hendry {142}.

Quando sujeita a cargas de vento ou de outras (para explosões de gás a parede deve resistir a um empuxo de 34 kN/m^2) cargas horizontais uniformemente distribuídas, a resistência da parede de alvenaria à ação destas cargas pode ser dimensionada, segundo o BS-5628 {113} por dois métodos: o do momento de resistência e o de resistência à deflexão em arco. O primeiro é mais geral, podendo ser inclusive, utilizado no dimensionamento de muros e de muros de arrimo. O outro exige que a parede de alvenaria esteja construída e solidamente ligada a suportes e seja capaz de resistir a uma deflexão em arco (horizontal e vertical). No método do momento de resistência considera-se a resistência característica à flexão da alvenaria (ver 5.3.4.1). No segundo método são consideradas as características da parede (esbeltez), as tensões normais atuantes e a

resistência característica à compressão. Curtin et al. {1}não recomendam este método, pois deve-se prever que fissuras possam ocorrer na junção da parede com os suportes e isto invalida as suposições de projeto.

Obtém-se a resistência de cálculo da parede de alvenaria à flexão (f_{xd_1} ou f_{xd_2}) dividindo-se a resistência característica à flexão (f_{xk_1} ou f_{xk_2}) pelos coeficientes parciais de segurança para a resistência do material (Tabela 31). Na Tabela 33 estão discriminadas as resistências de cálculo admitidas para as PRSCs.

TABELA 33 - Resistências de cálculo das PRSCs à flexão, em N/mm^2, admitidas pelo código BS-5628 {113}

Plano de Ruptura em Relação às Juntas de Assentamento	Tipo de Argamassa	Coeficientes de Segurança (γ_m)			
		2,5	2,8	3,1	3,5
Paralelo (f_{xd_1})	i, ii e iii	0,12	0,11	0,10	0,09
	iv	0,08	0,07	0,07	0,06
Perpendicular (f_{xd_2})	i, ii e iii	0,36	0,32	0,29	0,26
	iv	0,24	0,21	0,19	0,17

O código americano BIA-BCR { 13} prescreve as seguintes tensões admissíveis de tração na flexão para a alvenaria não armada (f_{tx}) e para o dimensionamento de paredes sujeitas à flexão por cargas horizontais:

i) Plano de ruptura paralelo às juntas de assentamento; argamassas do tipo M ou S = 0,25 N/mm^2(com inspeção) e 0,17 N/mm^2(sem); argamassa do tipo N = 0,19 N/mm^2 (com)e 0,13 N/mm^2(sem);

ii) Plano de ruptura perpendicular às juntas de assentamento valores em dobro dos citados em i), nas mesmas condições

5.7 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

De acordo com West {167} "Na alvenaria, positivamente,

os dados básicos são obtidos de maneiras diferentes em diferentes países. ... E as concepções de projeto estrutural que usam estas informações são completamente diferentes."

Examinando a bibliografia disponível, chega-se facilmente à conclusão de West. Na prática não existe um único método de avaliação normalizado que seja de aceitação ampla.

Podemos classificar os ensaios de avaliação em três categorias:

i) Ensaios exploratórios (ou acadêmicos) utilizados no desenvolvimento das teorias sobre a capacidade resistente da alvenaria e na análise experimental. São os mais diversos possíveis, em função do fenômeno que se quer caracterizar, do equipamento disponível e da criatividade do pesquisador. Não serão aqui analisados, pela sua especificidade;

ii) Ensaios de determinação da capacidade resistente de uma alvenaria ou de um elemento parede. Os seus resultados são os empregados no dimensionamento das paredes resistentes. Geralmente são normalizados ou, então, utilizados por inúmeros pesquisadores que avaliam a sua adequabilidade;

iii) Ensaios de controle de qualidade de produção. Ensaios de prismas de alvenaria moldados "in loco", empregados na verificação da constância de produção e da manutenção de uma resistência mínima especificada em projeto.

Serão citados ensaios da Inglaterra, Estados Unidos, Suíça e Austrália. No Brasil nenhum dos ensaios têm sido empregado com frequência, evidenciando o estágio ainda primário em que se encontra a Alvenaria Estrutural.

5.7.1 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Conforme foi visto em 5.3.1 a capacidade resistente à compressão da alvenaria é avaliada ou, pelo esmagamento de

prismas ou de paredes. Indiretamente, através de correlações bem definidas, esta capacidade é também avaliada pelo esmagamento de tijolos. Os ensaios apropriados são discutidos em 3.7 2. Há que se destacar que diversos autores {71,72,73} concluiram que o ensaio do tijolo restrito pelas placas da máquina de ensaio não predizem com eficiência a capacidade resistente da alvenaria. O ideal é o emprego de materiais (folhas de teflon, ou de polietileno, chapa de fibra de madeira "soft", etc) ou de dispositivos (escovas metálicas - "Hilsdorf Brushes") que eliminem ou reduzam a contenção lateral, para que a avaliação seja mais consistente.

Os ensaios de prismas, por serem empregados também no controle de qualidade de produção serão analisados no ítem 5.7.3.

Os dois principais ensaios de paredes são os normalizados na Inglaterra (BS-5628 {113}) e nos Estados Unidos - ASTM E-72 {139}. Na Tabela 34 estão relacionadas, para comparação, as características fundamentais dos dois ensaios.

TABELA 34 - Características de ensaios de compressão de paredes de alvenaria, segundo as normas BS-5628 (Inglaterra e ASTM E-72 (Estados Unidos)

Característica		BS-5628	ASTM E-72
Tamanho da Amostra		2 paredes	3 paredes
Dimensões	Altura (H)	2,4 a 2,7 m	Igual a altura do pé-direito.
	Largura	1,2 a 1,8 m (seção mínima 0,125 m^2)	1,2
	Espessura (t)	Da largura do tijolo.	Idêntica à parede real.
Carga Axial		Centrada	Excêntrica (e = 1/3 t)
Velocidade de Aplicação de Carga		1 N/mm^2 p/minuto	Deslocação de 0,8mm /minuto.Dur.5 minut.

Ambos os ensaios são destrutivos. O ensaio americano prevê ainda a medida da deformação longitudinal nas duas faces (verificação do efeito da excentricidade, além da deslo-

cação longitudinal). A norma inglesa recomenda a medição da deflexão lateral (à meia altura) quando o índice de esbeltez ($\frac{H}{t}$) da parede for superior a 20.

Os ensaios determinam a resistência à compressão da alvenaria (média dos 2 ou 3 corpos de prova). A norma inglesa determina ainda a resistência característica à compressão da alvenaria (f_{mk}), através da expressão:

$$f_{mk} = \frac{\bar{F}}{A} \frac{\psi_a \psi_b}{1,2} \text{ onde,} \qquad (5.43)$$

$\bar{F}$ = média das máximas cargas aplicadas às duas paredes;

A = área da seção dos painéis;

ψ_a = fator de redução da resistência da argamassa;

ψ_b = fator de redução da resistência do tijolo;

1,2 = fator que relaciona o valor médio com o valor característico.

$$\psi_b = \frac{f_{b_o}}{f_{b_u}} \text{ (máximo = 1,0) onde,}$$

f_{b_o} = resistência à compressão dos tijolos - especificada pelo fabricante;

f_{b_u} = resistência à compressão dos tijolos empregados no ensaio (segundo a BS-187 {[26]}).

O fator ψ_a é introduzido para permitir uma resistência mínima (especificada) à compressão da argamassa na obra, inferior a que foi empregada no ensaio. Os valores de ψ_a estão na Tabela 35 e o coeficiente citado é uma relação entre a resistência à compressão da argamassa usada no teste e a mínima resistência à compressão permitida em obra (ensaio segundo a BS-4551 {[109]}).

Quando o índice de esbeltez é superior a 20, provavelmente irá ocorrer uma diminuição da resistência à compressão por instabilidade. Então a BS-5628 permite multiplicar $\bar{F}/A$ pelo fa-

tor t/(t - y) onde y é a deflexão lateral à meia altura. O aumento não pode, no entanto, ser superior a 15%.

TABELA 35 - Fator de redução da resistência da argamassa BS-5628 {[113]}

Coeficiente	1,0 a 1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
ψ_a	1,00	0,93	0,88	0,84	0,81	0,78

Na Suíça, a norma SIA-113 citada em {[67]}, estabelece que a resistência à compressão das paredes deve ser obtida pelo ensaio de 8 corpos de prova - 4 paredes de 2,5 m de comprimento e 4 paredinhas de índice de esbeltez 8. Dois corpos de prova de cada tipo são ensaiados com carga centrada e dois com carga excêntrica (e = t/6). Os resultados das médias dos dois corpos de prova de cada uma das quatro séries devem (todos) ser superiores aos valores mínimos estabelecidos na norma (ver 5.3.1.4).

O ensaio segundo a norma BS-5628 parece ser o mais indicado para utilização no Brasil: existe uma quantidade bastante grande de resultados obtidos com o ensaio, o que facilita comparações e correlações com a resistência dos blocos; e é normalizado pelo código mais adequado ao dimensionamento (ver 5.6); é relativamente simples e permite correções (ψ_a , ψ_b e y) que outros ensaios não permitem; o ensaio da ASTM não é adotado nas normas de dimensionamento da alvenaria estrutural não armada {[13], [168]} e o suíço é complexo e de alto custo.

5.7.2 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO

A resistência à flexão da parede, por ser totalmente dependente da aderência, pode ser determinada pelos ensaios citados em 5.2.3.1 (flexão de prismas). Pode também ser

indiretamente avaliada nos ensaios de resistência à compressão excêntrica. Ou em ensaios específicos.

A norma ASTM E-72 {139} prescreve um ensaio adequado. Na Figura 44a, o ensaio é ilustrado. A parede deve ter as dimensões citadas na Tabela 34. São ensaiadas 3 paredes. A norma prevê ainda um ensaio com carga uniforme através de um colchão de ar.

Na Inglaterra, pode-se adotar para a resistência à flexão da parede os valores citados em 5.3.3.2 ou então ensaiar a parede de alvenaria segundo a norma BS-5628 {113}. Nas Figuras 44b e 44c esquematiza-se este ensaio. Para os BSC fabricados no Brasil, as dimensões (em mm) dos corpos de prova devem ser:- Tipo I - 500 x 1000 x b e Tipo II - 375 x 1250 x b, onde b é a largura do BSC. Devem ser ensaiados dez corpos de prova de cada tipo. A resistência característica à flexão (f_{xk}) é calculada por:

$$f_{xk} = \text{antilog}\ (Y_x);$$

$$Y_x = \bar{Y} - 1{,}922s \quad \text{onde,} \qquad (5.44)$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma\ Y_i}{10}\ ;\ Y_i = \log x_i \qquad \text{onde,}$$

x_i = são os valores dos resultados do ensaio; i variando de 1 a 10.

$$s = \sqrt{\frac{\Sigma\ (Y_i^2) - (\Sigma\ Y_i)^2/10}{9}} \qquad (5.45)$$

Ensaios de resistência ao cisalhamento não são normalizados na Inglaterra. Os valores calculados pelas fórmulas (5.18 e 5.19) podem ser adotadas em qualquer situação. Os resultados estandardizados foram obtidos em arranjos experimentais semelhantes ao da Figura 44d {140, 169}.

Nos Estados Unidos existem duas normas para se determinar a resistência da alvenaria a esforços cisalhamento:- a

ASTM E-72 {[139]} que determina a resistência ao cisalhamento quando a ruptura se dá por cisalhamento na interface (sem pré-compressão, ver 5.3.2.2) e a ASTM E-519 {[148]} quando a ruptura se dá por tração diagonal. Nas Figuras 44d e 44e os ensaios são esquematizados.

Diversos autores (citados em 5.3.2) desenvolveram outros ensaios, relativamente simples, para a avaliação da resistência ao cisalhamento.

5.7.3 ENSAIOS DE CONTROLE DE QUALIDADE DA PRODUÇÃO

Normalmente, a única variável que possui um controle de qualidade efetivo de produção é a resistência à compressão da argamassa. Porém, como foi analisado em 4.2.5 e 5.3.1 e destacado por Sutherland {[16]} "somente flagrantes variações na resistência da argamassa (superiores a 200%) têm um efeito acentuado na resistência da alvenaria."

Por causa desta insensibilidade tem-se procurado um ensaio de prismas de alvenaria cujos resultados tenham adequada correlação com a resistência da parede. Para exercer-se um efetivo controle de qualidade de produção, estes prismas devem ser moldados "in loco", com os blocos e as argamassas empregados na obra e pela mesma mão de obra envolvida no processo produtivo da parede resistente. Devem ainda curar nas mesmas condições ambientais e serem transportados sem dano para os laboratórios de ensaio. Os resultados devem apresentar uma dispersão não muito grande e terem, logicamente, correlação com a resistência da parede.

Somente dois ensaios que atendem a estes requisitos têm sido empregados com regularidade. O ensaio americano "compressive strength of masonry prisms" - ASTM E-447 {[170]}, UBC Section 2404 {[168]} e BCR-BIA Section 4.2.21 {[13]} e o ensaio inglês " 9 - Inches Brickwork Cubes", descrito em {[167, 171, 172]}.

A ASTM E-447 {[170]} normaliza dois métodos de ensaio cujos objetivos são: Método A - "determinar dados comparativos da resistência à compressão da alvenaria (construída em

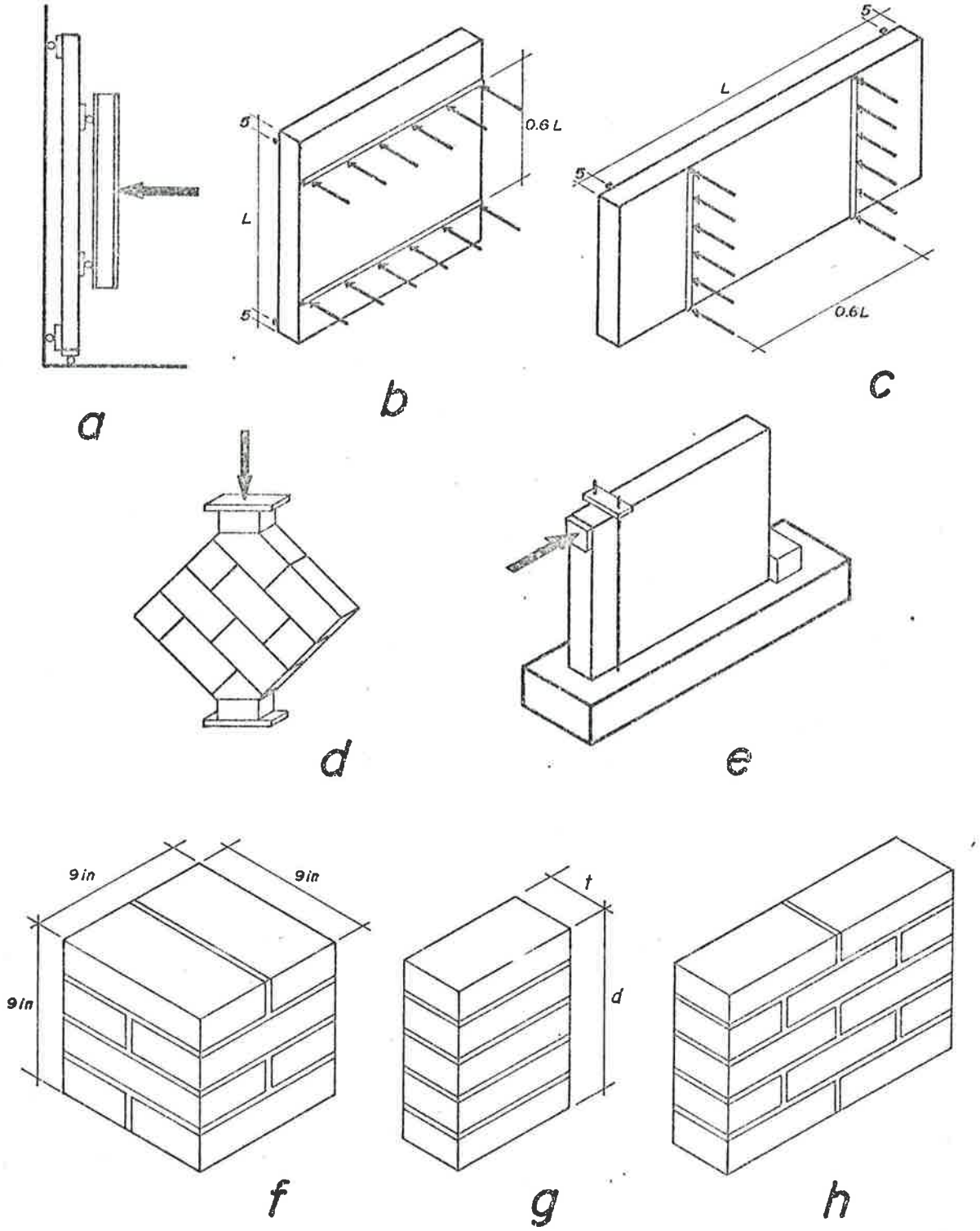


Figura 44 - Ensaios de avaliação da capacidade resistente da alvenaria. a) Resistência à flexão (ASTM E-72); b) Resistência à flexão com ruptura paralela às juntas (BS-5628); c) Resistência à flexão com ruptura perpendicular às juntas (BS-5628); d) Resistência ao cisalhamento por tração diagonal (ASTM E-519); e) Resistência ao cisalhamento sem pré-compressão (ASTM E-72); f) Corpo de prova "9 Inches Cube"; g) Corpo de Prova "Stack Bonded"; h) Corpo de prova "Running Bonded" (amarração dos tijolos idênticos à empregada na parede resistente).

laboratório) em relação a de blocos, de tipos de argamassa ou de ambos" e, Método B - "determinar a resistência à compressão da alvenaria construída na obra com os mesmos materiais e mão de obra a serem empregados ou que estão sendo utilizados em uma estrutura específica". O "Uniform Building Code {168} também prescreve métodos dos dois tipos, enquanto que o "Building Code Requirements - BIA {13} só prevê o método do tipo A. As características principais dos cinco métodos são descritas nas Tabelas 36 e 37. Nas Figuras 44g e 44h os corpos de prova (prismas) empregados estão esquematizados.

TABELA 36 - Características dos ensaios americanos de resistência à compressão de prismas

Característica	ASTM-E 447		UBC		BCR-BIA
	Método A	Método B	Método A	Método B	
Nº mínimo de CP	3		5	3	5
Amarração CP	"Stack Bond"	Idêntica à parede			
Dimensão CP (1)	$2 \leq d/t \leq 5$ t = a largura do tijolo	$d \geq 381$ mm $d \geq 2\ t$ $l \geq t$	$d \geq 305$ mm $1,5 \leq d/u \leq 5$		$d \geq 305$ mm $2 \leq d/t \leq 5$
Fator de Correção	Sim, (N.E.)(2)	N.E. (2)	Se ≠ de 2 - Tabela 23		Se ≠ de 5, Tabela 23
Cura	$T = 24 \pm 8^oC$ $30 \leq H_r \leq 70\%$	48 horas no local depois idem ao método A.	$T=21,1 \pm 2,8^oC$ $H_r \geq 90\%$ (7ds) $30 \leq H_r \leq 50$ (7 a 28 dias)	48 a 96 hs. no local à 90% umidade, depois-N.E.	Temperatura (T) não inferior a 18,3 oC
Idade (3)	28 ou 7 dias				
Resistência à Compressão	Resistência Media		Resistência Média mas não > que 125% do < valor, multiplicada pelo fator de correção		Resist. Média x Fator Correção x Relação (4)
Frequência	-	N.E. (2)	-	A cada 465m² de parede, no mínimo 3 séries p/edif.	-

Obs.: (1) d = altura do CP; t = espessura do CP (idêntica a parede exceto no Método A; l= largura do C.P.; u= menor dimensão do C.P.

(2) não especificado;

(3) a correlação entre 7 e 28 deve ser determinada e a resposta referida sempre a 28 dias. O BCR-BIA admite que se não for, pode-se adotar resistência 28 dias = 1,11 resistência a 7 dias;

(4) relação = 1 - 1,5 (0,01.CV-0,10), onde CV = coeficiente de variação da amostra. Só multiplicar quando CV > 10%.

TABELA 37 - Fatores de correção para a resistência à compressão de prismas

Relação Altura/Espessura do Prisma	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Fatores de Correção da Resistência-UBC	0,86	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30	1,33	1,37
Idem - BCR-BIA	-	0,73	0,80	0,86	0,91	0,95	0,98	1,00

Obs.: A interpolação de valores é permitida.

Amrheim {[104]} afirma que a utilização de prismas, com a amarração idêntica à parede (tipo "running bonded"), resulta em baixos valores de resistência à compressão, não representativos da resistência da parede. Segundo Amrheim isto ocorre porque o não confinamento lateral do prisma (no seu plano) induz prematuramente fissuras verticais (em um plano definido pelas juntas verticais) o que não ocorre na parede, pois aí, o "prisma" não pode se mover lateralmente no plano da parede. Assim, ele sugere que, todos os prismas sejam isentos de juntas verticais (sejam do tipo "stack bonded" Figura 44g).

Para que não ocorram danos no transporte, a norma ASTM E-447 {[170]} recomenda que os prismas sejam protegidos por chapas de madeira compensada nas faces superior e inferior e amarrados rigidamente por arames.

O método inglês "9 - Inches Brickwork Cubes" foi originariamente desenvolvido na British Ceramic Research Association, com o objetivo precípuo de ser o meio apropriado para o controle de qualidade de produção da alvenaria estrutural. O formato do corpo de prova é o representado na Figura 44f.

Stedham {[172]} e West et al. {[167 ,171]} concluíram que: o método é simples; o corpo de prova não é muito sujeito a danos no transporte e que os resultados apresentam um baixo coeficiente de variação (8,6%). No entanto, Sutherland { [16] } afirma que a correlação com a resistência da parede não é boa. Por isto, o ensaio ainda não é irrestritamente aceito e não se encontra normalizado.

Hoath et al. {[136]} citam resultados de ensaios executados com BSC e diversos tipos de argamassa. Concluem ainda que o ensaio apresenta resultados muito realistas.

5.8 PROBLEMAS PATOLÓGICOS DA PAREDE RESISTENTE

5.8.1 CONCEITUAÇÃO

A patologia das construções é uma terminologia de uso recente na Engenharia Civil e apropria conceitos da medicina. Por analogia, define-se a *patologia das construções* como o campo da engenharia que estuda as causas, os sintomas (formas de ocorrência) e a natureza das doenças que afetam as construções. Estas doenças são denominadas problemas patológicos.

Mas que problemas são estes ? Restringem-se a colapsos ou lesões estruturais ou, simples manchas de bolor, são também problemas patológicos ? Também por analogia, define-se:- *problemas patológicos* são todos os fatores que comprometem o desempenho expectado do edifício, dos seus orgãos (sub-sistemas)e de seus componentes (componentes, elementos e materiais).

O desempenho esperado é o que atende às exigências do usuário no que se referem à segurança, habitabilidade e economia (inclui a exigência de durabilidade, entre outras).

A simples mancha de bolor é um problema patológico que em certas condições pode, por si só, ser classificado como de gravidade: quando, por exemplo, não atender à exigências fundamentais como as de higiene e durabilidade. Além do não atendimento de outras exigências secundárias (no caso) como as de conforto ambiental e estéticas. Pode também ser um sintoma de um problema mais grave, como o da infiltração de umidade exterior, ou a existência de vazamentos em canalizações.

Para o elemento parede resistente pode-se agrupar os problemas patológicos em dois grupos:-

i) Problemas que causam degradação e afetam a durabilidade dos tijolos e juntas de argamassa;

ii) Problemas que afetam a parede e comprometem o seu desempenho como elemento estrutural e de vedação.

Os primeiros já foram abordados nos capítulos 3 e 4 e apresentam baixa frequência na ASC, a menos dos casos em que se tornam consequência dos problemas do segundo grupo.

Com os problemas que afetam a parede resistente ocorre uma dicotomia devida aos quantis bastante desequilibrados: as fissuras e os outros. As fissuras, por serem os problemas mais frequentes {173} e principalmente pelo forte comprometimento que causam ao desempenho da parede, quer como estrutura suporte quer como vedação, serão aqui analisadas.

5.8.2 AS FISSURAS

As fissuras são uma manifestação macroscópica do alívio das tensões que se desenvolvem internamente na parede. Estas tensões ao sobrepujarem a capacidade resistente dos materiais levam a uma ruptura localizada - a fissura, cuja abertura raramente ultrapassa 1 mm {75}. As trincas, que se diferenciam das fissuras pela sua maior abertura, ocorrem por desequilíbrios de grande amplitude como devido à recalques diferenciais exagerados das fundações.

As causas primárias das fissuras são classificadas em: deficiência dos materiais constituintes (inclusive envelhecimento); erros de projeto; defeitos de execução; acidentes e utilização (e/ou manutenção) inadequada. Esta classificação do ponto de vista da sintomatologia e do diagnóstico para posterior reparação não é útil. Uma outra classificação, em função das causas imediatas {75} apresenta maior utilidade prática:

i) Movimentos das fundações; ii) Deformações estruturais excessivas; iii) Variações de temperatura; iv) Variações de umidade; v) Defeitos de execução e vi) outros (acidentes, reações químicas, vibrações).

Não computando os defeitos de execução, cuja frequência de ocorrência é muito variável com a qualidade dos servi

ços, as quatro primeiras causas respondem pela quase totalidade das fissuras na parede resistente e, estão relacionadas com as deformações da alvenaria.

Restringindo o estudo a estas quatro causas, pode-se dividí-las em dois grupos: fissuras devidas à movimentos relativos entre a parede e outros elementos (inclusive outras paredes) do edifício (i, ii e em alguns casos iii) e, fissuras devidas à deformações intrínsecas (iii e iv). As do primeiro grupo serão estudas no ítem 6.4.

As fissuras originadas em deformações intrínsecas (são também incluídas aqui as devidas à reações químicas, ver 5.4.5) da parede, apresentam uma sintomatologia bastante semelhante, quer sejam devidas às variações de temperatura ou de umidade. Isto porque são consequência de deformações volumétricas (dilatação e retração) restringidas (ou por outros elementos ou pela própria parede em função de sua dimensão exagerada). Ambas são pulsantes, apesar de a frequência das deformações térmicas ser muito maior e de que a devida a variações de umidade pode se estabilizar após a retração na secagem, se não houver remolhagem. No entanto, para a PRSC as deformações volumétricas devidas à variação do conteúdo de umidade são geralmente de maior amplitude que as deformações térmicas à curtas idades (ver 5.4) e então, o estudo será centralizado nas fissuras com aquela origem.

As fissuras originadas por defeitos de execução são decorrência de juntas deficientes, geralmente por má aderência. Nos ítens 5.2.2 e 5.9.2 são descritos os procedimentos construtivos mais adequados para otimizar-se a aderência e consequentemente restringir a probabilidade de fissuras. As fissuras devidas a choques e vibrações não serão citadas. As fissuras devidas a reações químicas internas, apesar de importantes, confundem-se com as devidas à outras variações volumétricas e não são muito citadas na bibliografia internacional.

5.8.3 FISSURAS COM ORIGEM NA RETRAÇÃO NA SECAGEM

Diversos autores {[1], [8], [17], [46], [50], [154]} destacam a retração na secagem como a mais frequente causa de fissuras na

alvenaria sílico-calcária.

No entanto, a tradicional alvenaria de tijolo cerâmico não apresenta este tipo de fissura, e por si só isto justifica o quase que absoluto desconhecimento do problema no Brasil. E, este último aspecto justifica o destaque dado ao assunto neste trabalho. Dois são os principais motivos que explicam o não fissuramento da alvenaria cerâmica: i) o tijolo cerâmico apresenta uma retração muito pequena (inferior a 0,1 $\frac{mm}{m}$); ii) o módulo de deformação da alvenaria cerâmica é muito inferior ao da ASC, o que implica em uma "ductilidade" bem maior. Ao invés de fissurar a parede "escoa". Na Figura 32b, de Klein {18} esta diferença está clara. A alvenaria cerâmica com argamassa 1:1:6 (executada com vários tipos de tijolo) tem um módulo sempre inferior a 50% do obtido para a ASC com a mesma argamassa.

A conceituação da retração na secagem foi feita no ítem 3.5.2.1. No ítem 5.4.3 foi avaliada a sua amplitude para a PRSC.

Quando a deformação por variação no conteúdo de umidade for livre, isto é não restringida, as tensões induzidas são de pequena magnitude e se diluem quando a alvenaria alcança o volume final após a deformação. Porém, se a variação volumétrica for restringida, por exemplo, pelo comprimento excessivo da parede ou, pela rigidez nas fixações limítrofes, desenvolve-se um estado de tensões tal que a ruptura tende a ser inevitável.

A magnitude das tensões depende de {50}:

i) Amplitude da retração na secagem da alvenaria;

ii) O grau das restrições;

iii) As características de deformabilidade da alvenaria. Que por sua vez dependem dos módulos de deformação nas deformações instantânea e lenta da alvenaria.

As recomendações para evitar-se a ocorrência de fissuras serão relacionadas com a minoração dos dois primeiros parâmetros e com o aumento da capacidade de absorver deformações da alvenaria.

5.8.3.1 A SISTEMÁTICA DE FISSURAÇÃO

As retrações hidráulicas do bloco e da argamassa se dão em todas as direções. Inicialmente as interfaces mais solicitadas por tensões (de tração) são as das juntas verticais porque, na direção ortogonal a elas a influência da retração do bloco é mais sentida (nesta direção existe 95% de "massa" de bloco). Aliada a esta solicitação inicial mais intensa, tem-se que a aderência da argamassa ao bloco nestas juntas é muito pobre (a face do bloco tem textura lisa e pouco porosa devido ao processo de moldagem). Estas duas características somadas, fazem com que as juntas verticais sejam geralmente as primeiras a se fissurarem por perda de aderência em uma das interfaces.

Nas interfaces das juntas horizontais agem principalmente tensões tangenciais originadas no deslocamento relativo entre o bloco e a argamassa (a amplitude das retrações dos materiais são muito diversas) em todos os sentidos no plano horizontal da interface. Ao mesmo tempo, os blocos estão submetidos à ação de tensões de tração nos sentidos do comprimento e da largura devidas ao carregamento vertical e à restrição (a sua livre deformação) proporcionada pelas juntas de argamassa.

Ao se romper uma junta vertical ocorre um acréscimo de tensões nas faces dos blocos acima e abaixo da junta falida (no centro do bloco). Hedstrom et al. {[90]} determinaram a distribuição de tensões na face dos blocos, após a ruptura da junta vertical, e comprovaram ocorrer uma concentração de tensões no centro do bloco, no ponto correspondente à junta vertical falida. Na Figura 45 representa-se esta distribuição para uma alvenaria construída com argamassa tipo N (1:1,25:6,75). As tensões são relacionadas à "micro strains" (obtidas com "strain-gauges").

Três situações podem então ocorrer:

i) Se a argamassa for mais resistente que o bloco, a resistência de aderência ao cisalhamento da junta horizontal for adequada e, se as tensões concentradas na região central dos blocos contíguos à junta falida excederem a resistência à tração dos blocos, estes serão seccionados no meio, bem como a argamassa entre

as duas fiadas. Assim a fissura na alvenaria tomará a forma de uma fissura vertical contínua, como está representada na Figura 46a. Eventualmente, alguma interface das juntas horizontais pode ser cisalhada (em juntas que por defeito de execução apresentem baixa aderência argamassa-bloco).

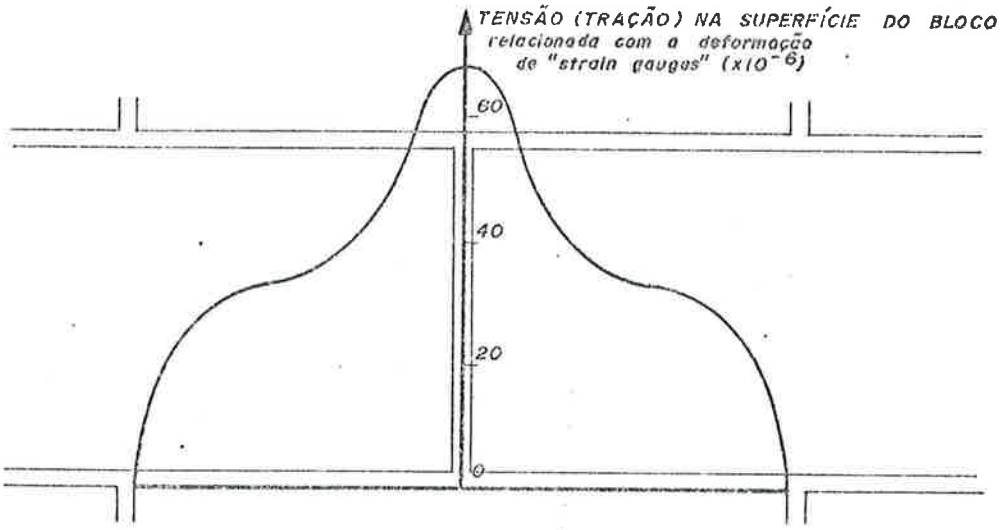


Figura 45 - Distribuição das tensões de tração na superfície de um bloco após a ruptura da junta vertical em uma alvenaria de juntas amarradas {90}.

ii) Se a argamassa for menos resistente que o bloco, mas apresentar um alto módulo de elasticidade e/ou a interface apresentar uma fraca resistência de aderência (no cisalhamento), as tensões tangenciais irão atuar na interface seccionando-a até a próxima junta vertical falida, ficando então o desenvolvimento da fissura com o aspecto de uma "escada" como pode-se observar na Figura 46b.

iii) Se a argamassa for menos resistente que o bloco, possuir um baixo módulo de elasticidade e uma capacidade de aderência adequada, as tensões de tração fissurarão a argamassa sob a forma de fissuras distribuídas por toda a massa da junta horizontal. Esquematicamente esta situação está representada na Figura 46c.

Se considerarmos o aspecto estético e psicológico, a pior situação é a descrita no ítem i). Mas quanto ao aspecto de estanqueidade às águas pluviais a pior situação ocorre quando as juntas horizontais são seccionadas na interface ho-

rizontal pois é por aí que penetra a umidade. Se acontecer a situação descrita em iii) não teremos prejuízos com a retração por secagem da alvenaria. É a situação desejada.

Na alvenaria com BSC perfurados, as fissuras horizontais ocorrem sempre na interface inferior da junta horizontal porque, na superior formam-se cones de argamassa que aumentam em muito a sua resistência de aderência ao cisalhamento.

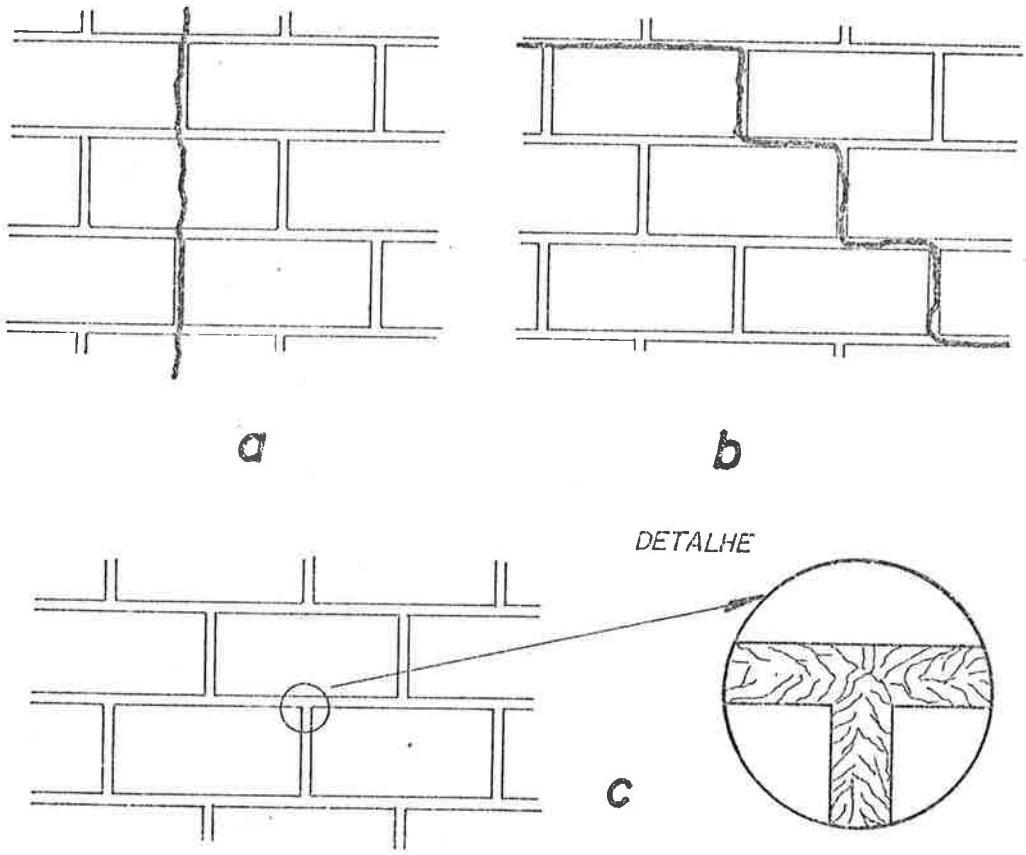


Figura 46 - Aspectos das fissuras com origem na retração na secagem da alvenaria de BSC. a) Argamassa mais resistente que o bloco e aderência adequada; b) Argamassa menos resistente que o bloco, com módulo de elasticidade elevado e/ou má aderência ao bloco; c) Argamassa menos resistente que o bloco, com baixo módulo de elasticidade e aderência adequada.

Na alvenaria estrutural uma PRSC fissurada por retração na secagem apresenta fissuras cuja localização e forma são características. A publicação "Fissuration des Maçonneries" do CSTC {75} descreve-as segundo o tipo e as dimensões da PRSC. Pyle {50} e Pferffermann {52} também o fazem:

i) Paredes longas (superiores a 6 m aproximadamente - dimensão que depende do potencial de retração dos materiais constituintes) sem vãos. Neste caso, as fissuras são verticais e centradas. Apresentam abertura de 0,5 a 0,8 mm. Se a argamassa for mais resistente que o bloco, a fissura é uma linha contínua de alto a baixo. Se ocorrer o contrário, a fissura ainda é vertical, mas desenvolve-se por juntas verticais alternadas e pelas juntas horizontais que as unem (Figura 47a).

ii) Paredes longas sem vãos enrijecidas por outras paredes ortogonais. Neste caso, eventualmente podem ocorrer fissuras inclinadas a 45° nos cantos superiores, junto à parede enrijecedora, fissura esta que se prolonga verticalmente até em baixo (Figura 47b).

iii) Paredes longas com vãos. Nestas paredes as fissuras se originam nos cantos dos vãos e se prolongam para baixo e/ou para cima, conforme a dimensão e o formato do vão. Normalmente se apresentam inclinadas a 45° (argamassa menos resistente) ou pouco inclinadas (argamassa mais resistente). Ver Figura 47c.

iv) Paredes com comprimento inferior a 6 m (aproximadamente). As fissuras quando ocorrem neste caso raramente excedem 0,2 a 0,3 mm. Se houver vãos ou outros pontos de enfraquecimento ou de concentração de tensões (dutos embutidos, mudança de espessura da parede, descontinuidade da argamassa em termos de resistência etc.) as fissuras terão origem nestes pontos (Figura 47d) e, normalmente são inclinadas (exceto no caso de enfraquecimentos verticais quando então o acompanham). Se não houver vãos, as fissuras geralmente se distribuem por toda a parede de forma descontínua (Figura 47e).

A secagem da alvenaria se prolonga por um extenso período. Dependendo das condições climáticas a maior parte das fissuras de retração ocorrem nos 3 primeiros meses {[8]}. Mas ainda, uma pequena parte pode ocorrer até cerca de 2 anos após a proteção da estrutura contra nova absorção de umidade {[50 75]}.

Se ocorrer uma re-umidificação de uma PRSC, devido ao fenômeno cíclico retração-expansão, ocorrerá um incha-

mento que pode originar fissuras em uma estrutura íntegra, ou "trabalhar" as fissuras de retração já existentes.

No Brasil, onde geralmente temos movimentos de origem térmica expansivos, o inchamento pela absorção de água vem a se somar com a dilatação térmica da alvenaria, agravando as condições que provocam fissuras.

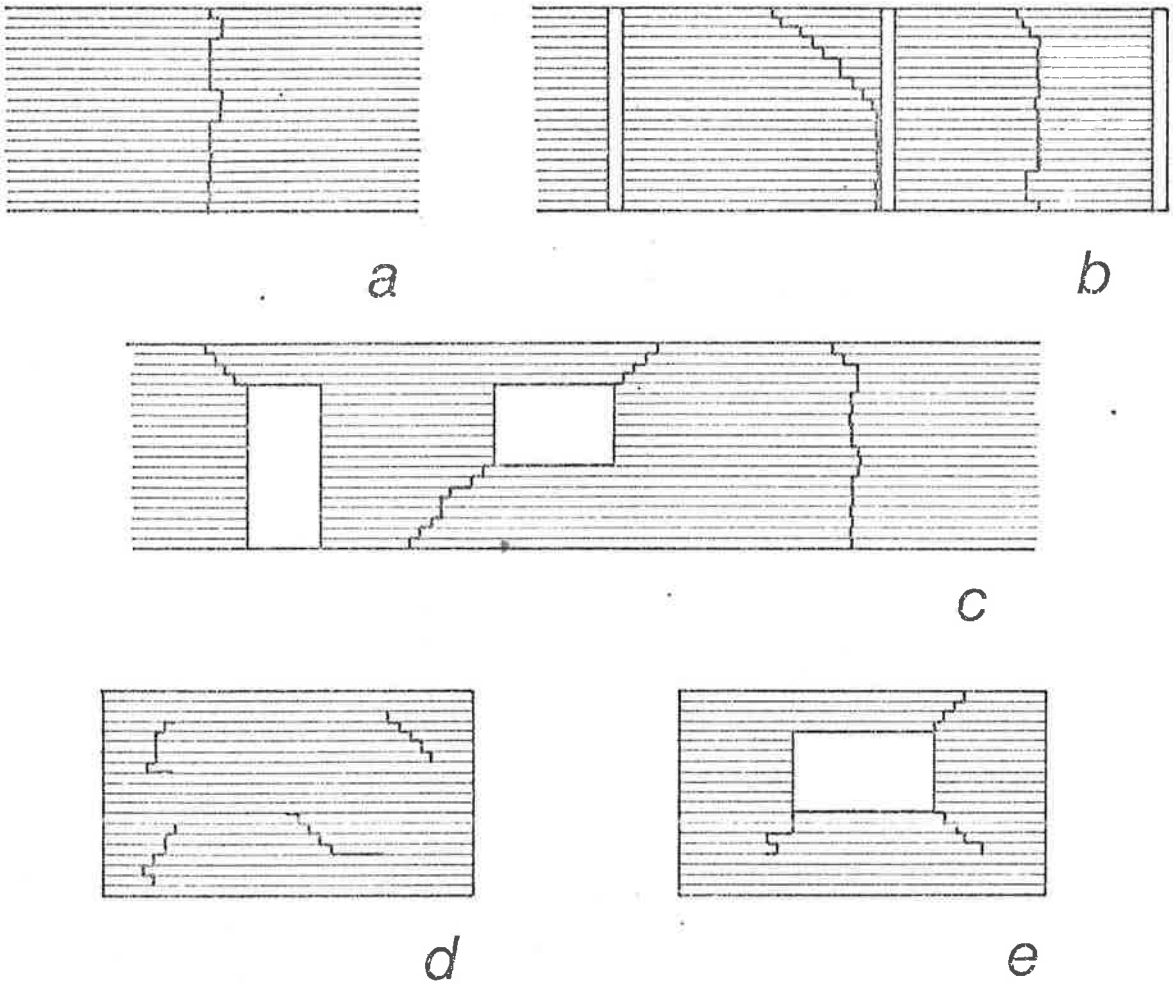


Figura 47 - Formas mais comuns de manifestação de fissuras de retração na secagem. a) Paredes longas (maior que 6,0m aproximadamente) sem vãos; b) Idem, com paredes enrijecedoras; c) Paredes longas com vaõs; d) Paredes com menos de 6,0 m (aproximadamente) sem vaõs; e) Idem, com vãos.

5.8.3.2 RECOMENDAÇÕES PARA EVITAR-SE A OCORRÊNCIA DE FISSURAS

5.8.3.2.1 MEDIDAS PARA REDUZIR-SE A AMPLITUDE POTENCIAL DE RETRAÇÃO

Como foi visto em 5.4.3, para reduzir-se a amplitude da retração na secagem da alvenaria deve-se minimizar a introdução de água na fabricação da parede, além de evitar que a água excedente da alvenaria passe para o BSC, que apresenta um maior potencial de retração. As medidas para isto devem ser as seguintes {[8]}:

i) Os BSC devem estar secos {[30]}. Por seco entende-se que estejam em equilíbrio higroscópico com o meio ambiente. Além da não introdução de água excedente, tem-se também a garantia de que toda a retração irreversível já ocorreu. Para estarem secos há a necessidade de que sejam estocados abrigados da chuva.

ii) Os BSC não devem ser molhados {[50], [56]} antes do assentamento da argamassa. A técnica correta é o emprego de argamassa de alta capacidade de retenção de água. Em condições especialíssimas, quando a molhagem for inevitável, deve-se aspergir apenas a mínima quantidade de água que reduza a sucção inicial a um nível adequado.

iii) Os BSC devem absorver da argamassa a água estritamente necessária para promover a aderência adequada. Isto implica no emprego de uma argamassa com alta capacidade de retenção de água - ver 4.2.3; 4.4 e 5.2.2.2. A perda excessiva de água pela argamassa além de aumentar a retração {[67]} aumenta o módulo de elasticidade e a retração da argamassa (condições aceleradas de secagem).

iv) A alvenaria deve ser protegida contra a penetração de água de chuva durante e após a construção. É um procedimento difícil de ser aceito no Brasil, mas para a PRSC é necessário. Pelo menos a alvenaria construída no mesmo dia (argamassa não endurecida) deve ser protegida. Por exemplo, com a utilização em épocas de chuva, de uma folha plástica impermeável que recubra a alvenaria lateralmente de pelo menos 50 cm {[128]}. O CSTC {[174]} recomenda uma cobertura lateral de no mínimo 60 cm, quando chover.

5.8.3.2.2 MEDIDAS PARA REDUZIR-SE O POTENCIAL DANOSO DAS TENSÕES INTERNAS ORIGINADAS NA RETRAÇÃO

Além da redução da retração, deve-se também procurar reduzir ou dissipar as tensões internas que surgem ou são agravadas com a retração. Isto é possível com a diminuição da intensidade das restrições e com a dissipação das tensões induzidas. As medidas a seguir recomendadas possibilitam também a redução da probabilidade de ocorrência de fissuras com outras causas, como as originadas em deformações térmicas, por agentes químicos ou por cargas horizontais no plano da parede {8}.

i) Previsão de juntas de trabalho (de movimentação) As restrições à livre deformação das paredes de alvenaria, crescem com o comprimento desta. Consequentemente as tensões internas de tração e cisalhamento variam diretamente com a extensão da placa. Isto obriga a limitação no comprimento das paredes através de juntas de movimentação. Estas juntas correspondem a um seccionamento vertical contínuo de uma parede extensa entre os seus dois apoios horizontais. Não há a necessidade de seccionar o edifício (como exigem as juntas de dilatação) mas apenas a parede. Da observação do espaçamento médio entre fissuras de retração em muros longos, obteve-se um valor em torno de 6,0 m. Por esta razão normalizou-se a máxima dimensão de uma parede em torno desta valor. Os ingleses {30, 50, 56, 58} admitem um comprimento máximo de 7,5 a 9,0 m. Os alemães {103} recomendam para a PRSC - 6,0 a 8,0 m. Os belgas {75} a mesma faixa, porém para qualquer tipo de alvenaria. Nos Estados Unidos, segundo Pfeffermann {52} a "Federal Housing Administration" admite no máximo 6,0 m para paredes não armadas. Copeland {175} criou uma teoria para dimensionar o espaçamento de juntas de trabalho que apesar de não se constituir em um método exato, pode ser empregado em caráter avaliatório;

ii) Emprego de argamassas que dissipem tensões. De acordo com Andrews {82} "as fissuras na alvenaria são influenciadas pelo tipo de argamassa. Blocos que têm uma apreciável retração na secagem devem ser assentados com argamassas fracas para reduzir as tensões originadas na retração da alvenaria." Ou de Sahlin {11}

" as paredes com as argamassas mais fracas demonstraram ser as mais resistentes (contra fissuras), visto que aquelas argamassas acomodam extensas deformações antes da ruptura e tendem a diminuir concentrações de tensões." O CSTC {75} afirma que "argamassas fracas conferem à alvenaria uma certa "elasticidade"". Especificamente na ASC estas conclusões são fundamentais, pois o BSC é excessivamente rígido (alto módulo de deformação) e portanto é a argamassa que deve dissipar as tensões internas da alvenaria. Nos seguintes ítens foram feitas recomendações para a obtenção de argamassas que tenham esta característica otimizada: 4.4.2.1; 4.4.2.2; 4.4.3 e 4.8.

iii) A alvenaria deve curar em condições adequadas. Além da dosagem e preparo apropriados, para que a argamassa tenha a capacidade potencial de dissipar tensões, a alvenaria deve curar em condições adequadas. Isto porque a argamassa só irá adquirir um baixo módulo de elasticidade se a sua resistência à esforços se desenvolver progressivamente, ou seja, a cura deve ser lenta e constante {93}. Se as condições ambientais forem adversas, de maneira a acelerar a evaporação de água, ou se a retração do bloco for muito alta, induzindo prematuramente tensões em uma argamassa de resistência ainda insuficiente para suportá-las, ocorrerá um enrijecimento da argamassa e não serão obtidos os requisitos necessários para o não fissuramento da alvenaria. Portanto, comprometem a capacidade da alvenaria absorver deformações e devem ser evitados, quando possível: insolação direta, ventos com excessiva velocidade, baixa umidade relativa do ar e temperaturas elevadas.

iv) Emprego de reforços metálicos. O emprego de materiais resistentes à tração em pontos de concentração de tensões ou em pontos onde haja um enfraquecimento da parede tem o intuito de distribuir as fissuras por uma grande extensão, limitando a sua abertura a ponto de torná-las microscópicas e não danosas {52}. Neste caso, o procedimento mais simples é o de distribuir pelas juntas horizontais barras de aço de diâmetro máximo de 5 a 6 mm {75}. Nos Estados Unidos é usual {56} a utilização de chapas estiradas ou telas de fios soldados nas juntas, sob os vãos. O código CP-121 {56} recomenda uma proteção mínima de 20 mm de argamassa (em relação à face exterior) para evitar a corrosão do re-

forço metálico; o BIA-BCR {[13]}-38 mm, e alerta que no entanto, as fissuras podem vir a ocorrer perto das extremidades do reforço.

5.9 FABRICAÇÃO DA PAREDE RESISTENTE

A construção de uma parede de alvenaria é muito simples e tradicionalmente é executada pelo pedreiro assentador. Os diversos níveis de qualificação deste operário, além das características dos materiais constituintes, condicionam a qualidade final da parede. Na construção da parede resistente exigem-se materiais adequados (Capítulos 3 e 4) e uma mão de obra qualificada. Esta última exigência é preenchida normalmente pelo "pedreiro de tijolo aparente", ou "plumb and level mason's" na terminologia americana.

Apesar desta correlação quase que completa com a tradicional alvenaria de tijolos cerâmicos aparentes, as PRSCs requerem, pelas suas características (5.2 a 5.7), uma tecnologia específica de fabricação.

Esta tecnologia engloba várias recomendações já feitas anteriormente, e que por isso não serão aqui novamente analisadas. Por exemplo: as recomendações para que as fissuras de retração sejam evitadas (5.8.3.2); os aspectos relacionados com a otimização da aderência (5.2.2); a influência de diversos parâmetros nas características das argamassas (4.4) e a escolha destas (4.8).

5.9.1 PREPARAÇÃO DOS MATERIAIS

Os BSC por ocasião do assentamento devem estar: secos; sem fissuras visíveis e arestas quebradas e isento de sujeira, pó e outras partículas soltas.

Para se conseguir isto, os BSC devem ser manuseados e estocados adequadamente. Recomenda-se que o estoque na obra seja feito em condições totalmente abrigadas das intempéries e que os blocos não fiquem em contato direto com solo argiloso.

Quando não se dispõe de um local abrigado, a melhor forma de estocar os blocos se dá com a cobertura das pilhas com lona plástica (preta), colocada de tal forma que permita a livre

circulação do ar entre os blocos e os proteja contra a chuva e a insolação direta. Os blocos devem ser colocados sobre uma camada de cascalho e se distribuírem por pilhas de aproximadamente 2,0 x 2,0 m separadas cerca de 40 a 50 cm.

As juntas de argamassa devem otimizar dois requisitos conflitantes, a capacidade de absorver deformações da alvenaria com a majoração da resistência de aderência. Assim, deve-se cuidar para que esta otimização seja satisfeita em todas as fases de preparação das argamassas: escolha e estocagem dos materiais básicos; mistura e estocagem da argamassa de cal; mistura da argamassa mista; transporte, emprego, remistura e tempo de utilização da argamassa de assentamento. Estes fatores já foram analisados em 4.4; 4.8; 5.2.2 e 5.8.3.2.

5.9.2 TECNOLOGIA DE ASSENTAMENTO DOS BSC

Basicamente a tecnologia de assentamento resume-se em obterem-se paredes que tenham: locação exata; alinhamento (desempeno) e prumo com tolerâncias mínimas; fiadas de blocos e juntas de argamassa horizontais; juntas regulares, de espessura constante e totalmente preenchidas; amarração (defasagem das juntas verticais) adequada.

O assentamento da primeira fiada, que corresponde à locação (marcação) da parede deve ser executado com a máxima precisão possível, pois sua imprecisão conduzirá à erros de posicionamento de toda a super estrutura do edifício. O código BIA-BCR {[13]} especifica desvios máximos na locação em planta de $\frac{1}{480}$ em paredes de até 6 m de comprimento e de $\frac{1}{640}$ em paredes mais extensas.

As deficiências no alinhamento e no prumo devem ser limitadas por tolerâncias de execução bastante rigorosas: o código suíço SIA 113, (citado em {[67], [122], [174]} estabelece valores máximos admissíveis para paredes resistentes. Estes valores estão relacionados na Tabela 38 (defeito da planitude é um desvio no alinhamento medido em um plano horizontal ou vertical qualquer). O código BIA-BCR {[13]} admite uma tolerância máxima no Prumo (medida em qualquer ponto da vertical) de uma pa

rede de $\frac{1}{480}$ (aproximadamente 5 mm em paredes de 2,5 cm de altura), e no nível das linhas horizontais (vergas, lajes, parapeitos) de $\frac{1}{960}$ (aproximadamente 1 cm em 10 m).

TABELA 38 - Tolerâncias de execução de paredes na alvenaria estrutural, segundo o código SIA-113

Desvio	Qualidade Normal	Qualidade Especial
Defeito de Planitude	$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{800}$
Desvio no Prumo - Topo em relação à base	$\frac{1}{625}$ (4)	$\frac{1}{832}$ (3)
Desvio no nível horizontal das juntas	$\frac{1}{167}$ (15)	$\frac{1}{250}$ (10)

Obs.: Os valores entre parênteses referem-se aos desvios em mm admitidos em uma parede de pé-direito de 2,5 m.

A exigência de juntas cheias (totalmente preenchidas) é exigência de todos os códigos {13, 56, 107, 113}, tanto para as juntas horizontais como para as verticais. Na Figura 48 é ilustrada a maneira como o BSC deve ser assentado para a obtenção de juntas cheias e regulares.

Para os blocos que obedecem à modulação alemã (como é o caso do BSC aqui fabricado) o código DIN-1053 {107} estabelece que a espessura das juntas devem ser de 12mm para as juntas horizontais e de 10 mm para as juntas verticais.

Na alvenaria estrutural só se admitem paredes e colunas com amarração, ou seja, as juntas verticais de camadas justapostas devem ser defasadas. Esta defasagem é geralmente de meio bloco, pois assim não há necessidade de que os blocos sejam cortados em dimensões não modulares. O código DIN- 1053 {107} especifica um trespasse u (ver Figura 49a) mínimo de 0,4 h ou de 45 mm. O PIET-70 {176} admite u > 0,44h; para os códigos BIA-BCR{13} e CP-121{56} u deve ser, no mínimo, 50 e 65 mm respectivamente. Segundo o código PIET-70 {176} a tolerância máxima na amarração, não deve ser superior à tolerância no comprimento do bloco (2 ou 3 mm).

Devido às características modulares do BSC, a construção de paredes prescinde de cortes de blocos em dimensões fracionárias. Quanto estes cortes são necessários, para a moldagem de peças especiais (blocos canaletas, por exemplo) deve-se utilizar máquinas de corte motorizadas {[13], [56]}.

As principais recomendações quanto às condições de assentamento e cura, já analisadas em outros tópicos, são: Os blocos não devem ser molhados (a argamassa é que deve reter água); os blocos não devem ser assentados quentes; o assentamento não deve ser feito sob chuva; os blocos após assentados não podem ser perturbados (deslocados da sua posição); a argamassa não deve ser espalhada por uma fiada para posterior colocação de vários blocos; as juntas verticais devem ser moldadas no momento do assentamento do bloco (ver Figura 48); a alvenaria recém-construída deve ser protegida das intempéries; a cura da alvenaria deve se dar lentamente - a evaporação da água residual deve ser controlada.

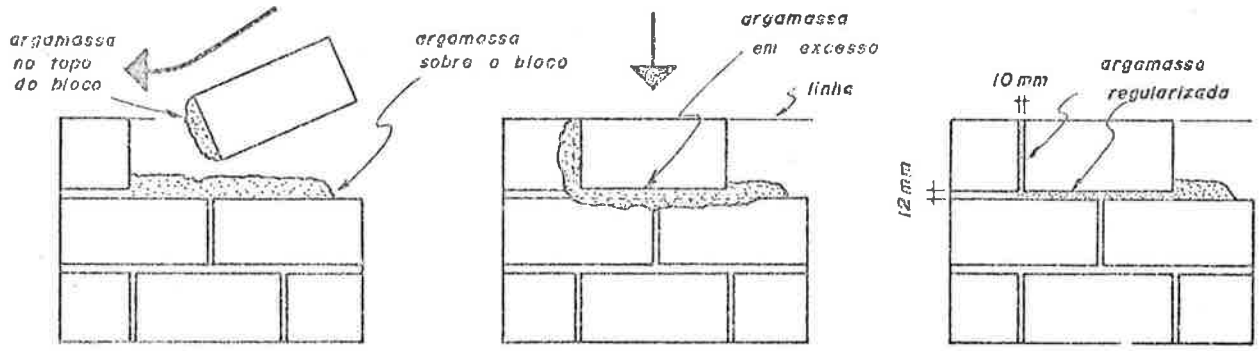


Figura 48 - Assentamento do BSC

Na Tabela 39 estão discriminados os consumos de blocos e argamassa por m^2 de parede e por m^3 de alvenaria {[103]}. Na Tabela 40 relaciona-se a produtividade média da mão de obra (na Alemanha Ocidental {[103]})empregada na construção de PRSCs.

5.9.3 DETALHES CONSTRUTIVOS

Inúmeros são os detalhes de execução inerentes ao processo construtivo da alvenaria estrutural e que se destinam

ou a racionalizá-lo, ou a evitar a ocorrência de fissuras ou de outros problemas patológicos que comprometem a capacidade resistente e/ou a função vedação da PRSC. Alguns destes são mencionados em 6.3.

TABELA 39 - Consumo de blocos (em unidades) e de argamassa (em dm^3) em PRSC (por m^2 e m^3) {103}.

Tipo-Bloco	Espessura Parede (cm)	Consumo por m^2 de Parede		Consumo por m^3 de Parede	
		Blocos (Unidade)	Argamassa (dm^3)	Blocos (Unidade)	Argamassa (dm^3)
NF	11,5	48	23	417	200
(1,8)	24	96	57	400	238
2 DF (1,6)	11,5	32	18	278	152
	24	64	46	267	194
3 DF	17,5	32	27	183	152
	24	43	43	178	181

TABELA 40 - Produtividade da mão de obra na construção de PRSC (em horas/m^2) {103}.

Local	Tipo-Bloco	Espessura da Parede (cm)			
		7,1	11,5	17,5	24
Térreo até 3º pavimento	NF	0,75	0,61	-	1,26
	2DF/3DF	-	0,54	0,81	1,11
4º ao 8º pavimento	NF	0,75	0,64	-	1,31
	2DF/3DF	-	0,57	0,85	1,15
Acima do 8º pavimento	NF	0,75	0,67	-	1,35
	2DF/3DF	-	0,60	0,88	1,17

Os principais detalhes referentes às paredes resistentes são:

i) Junta de Movimentação (ou de trabalho). São juntas que seccionam verticalmente a parede resistente, reduzindo o comprimento dos panos destinadas a reduzir o potencial das tensões internas originadas nos movimentos de origem hidráulica ou térmica (ver 5.8.3). Nas Figuras 49b, 49c e 58c estão esquematizados os tipos mais utilizados destas juntas. A situação mostrada em 49c justifica-se por requisitos estéticos (a junta não é visível internamente ao edifício). Quando a PRSC for exterior é necessário o emprego de um mastique na junta para evitar-se a percolação de água. O código CP-121 {[56]} alerta que a utilização de juntas de trabalho em paredes com vãos não elimina totalmente a ocorrência de fissuras inclinadas a partir dos cantos dos vãos. Para isso, recomenda-se a armação de vergas e contra-vergas. As juntas devem ser externamente seladas por componentes elastoméricos. Ragsdale {[46]} e o código CP-121 {[56]} avaliam a adequabilidade e a técnica de emprego dos principais elastômeros utilizados para a selagem de juntas de trabalho;

ii) Verga Armada. É um detalhe de reforço estrutural com a função de absorver esforços de tração na flexão da alvenaria localizada na parte superior dos vãos. A DIN-1053 {[107]} e outras publicações {[103, 151]} descrevem o dimensionamento destas vergas. Para vãos de até 1,5 m é usual o emprego de blocos canaleta preenchidos com argamassa (traço 1:3 - cimento:areia) armada com 2 barras de aço de diâmetro de 6,3 a 10 mm (ver Figuras 49d e 49e). Racionaliza-se o processo pré-moldando-se esta verga.

iii) Contra-Verga Armada. Na alvenaria estrutural só possui a função de distribuir as tensões concentrada nos cantos inferiores dos vãos, evitando assim, que as fissuras de retração se iniciem nestes locais. O detalhe ideal é a contra-verga de blocos canaleta armada com duas barras de diâmetro até 6,3 mm e trespassando os cantos de no mínimo 50 cm. Outro detalhe funcional é a armação da junta com tela estirada. A adoção de armação de junta com barras de aço pode não dar resultados satisfatórios, devido à baixa aderência (e portanto, transmissão de esforços) da argamassa mista com as barras;

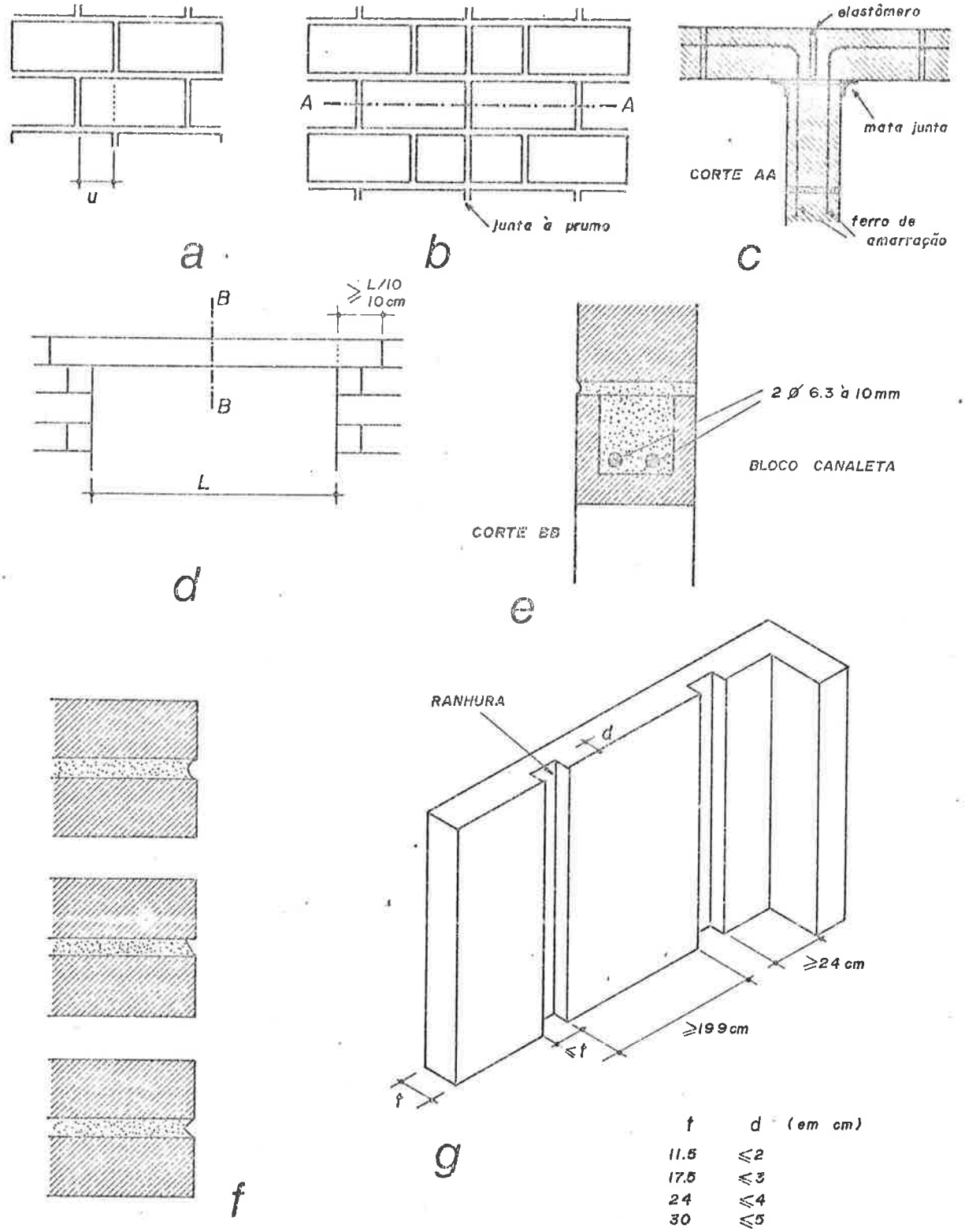


Figura 49 - Detalhes Construtivos da PRSC. a) Trespasse (u) de amarração; b) Junta de movimentação (elevação); c) Idem, corte; d) Verga de Vãos; e) Idem, corte; f) Frisamento de juntas: côncava, inclinada e em "vê"; g) Ranhuras em PRSC - limites da norma DIN-1053.

iv) Frisamento de Juntas. Quando a PRSC for aparente, para se aumentar a resistência à penetração de água, deve-se frisar as juntas. Na Figura 49f, estão esquematizados três tipos de frisamento. Patton {[76]} classifica-os como os mais resistentes à penetração de água. Detalhe importantíssimo é a maneira de se executar o frisamento: a argamassa (ainda plástica) deve ser comprimida na junta e não arrancada. Isto exige o emprego de frisadores adequados. Para a junta côncava deve-se empregar um frisador feito com barra de aço lisa de 12,5 mm (meia-polegada) com ponta curvada para comprimir a junta. Se a argamassa da junta for raspada e substituída por outra ("pointing") a profundidade de arrancamento deve ser de 13 a 20 mm {[13,56]}. De acordo com o CP-121 {[56]} na alvenaria estrutural esta operação implica em redução da área resistente, e deve ser considerada no dimensionamento. Haller {[122]} admite que esta prática incrementa a resistência à penetração de água;

v) Ranhuras e Nichos. Para embutir os conduítes e caixas das instalações elétricas, há normalmente a necessidade de abrirem se ranhuras e nichos na PRSCs. A abertura de rasgos horizontais deve ser evitada {[123]} por diminuirem a área da seção resistente ou ainda, segundo a DIN-1053 {[107]}, podem ser feitos em condições especiais e desde que atendam à requisitos mínimos (espessura da parede maior ou igual a 24 cm; profundidade máxima 3 cm; largura máxima 6 cm e localização somente nos terços inferiores ou superior da parede). As ranhuras verticais, apesar de diminuirem a rigidez das paredes, podem ser feitas dentro de certos limites. Na Figura 49g (de {[151]}) as recomendações da DIN-1053 {[107]} estão esquematizadas. Hendry {[123]} recomenda que os blocos sejam cortados antes do assentamento. As ranhuras e nichos feitos na parede só podem ser executados com máquinas de corte e nunca por percussão {[1, 107, 151]}. Um detalhe de execução racionalizado é o prévio embutimento das caixas de luz nos blocos antes do seu assentamento. Ranhuras para instalações hidráulicas não são permitidas em PRSC.

5.9.4 CONTROLE DE QUALIDADE

O controle de qualidade de produção da alvenaria deve ser feito frequentemente e empregando-se um dos métodos de avaliação descritos em 5.7.3. A frequência de amostragem deve ser especificada. Por exemplo, dois corpos de prova por pavimento, com o limite de 500 m^2 de parede. Este controle da alvenaria não prescinde o controle de produção da argamassa.

O controle de qualidade da parede deve ser feito mediante fiscalização constante dos serviços de assentamento. Deve-se verificar a planitude, o nível e o prumo das paredes. As tolerâncias citadas em 5.9.2 podem ser adotadas como limites extremos. A verificação da observância da tecnologia correta de assentamento e da confecção dos detalhes construtivos tem de ser frequente e os erros devem ser imediatamente corrigidos. A locação das paredes deve ser sempre conferida, preferencialmente por aparelhos de precisão, como os empregados em topografia.

Isberner {83} cita um trabalho de Stang et al., no qual os autores determinaram que pedreiros não fiscalizados, nos Estados Unidos, produzem paredes com resistência à compressão aproximadamente igual a 70% da de paredes similares produzidas por pedreiros submetidos à fiscalização. O "Uniform Building Code" {168} determina que se a obra não tiver fiscalização especial (especificada pelo código) a resistência à compressão da alvenaria a ser adotada deve ser igual à $f_m/2$, e segundo o BIA-BCR deve ser igual à $\frac{2}{3} f_m$. O código inglês BS-5628 {113} admite uma redução de 25% da resistência de cálculo quando não houver inspeção constante.

6. O EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O adequado acoplamento de paredes resistentes entre si e do conjunto com placas horizontais, as lajes, define o edifício de alvenaria estrutural não armada. Ou ainda, empregando outra terminologia: o edifício de alvenaria estrutural não armada é constituído tão somente pela interligação de paredes resistentes e lajes, de maneira a formar um conjunto monolítico, rígido e estável.

Analisado segundo estes conceitos, o edifício de alvenaria estrutural parece ser uma estrutura de concepção simples e concisa. Na verdade, a construção é simples mas, a concepção por ser dependente de parâmetros complexos, tais como "adequado acoplamento" ou "conjunto monolítico, rígido e estável", não é tão imediata.

Por outro lado, há uma tendência dos técnicos envolvidos com o processo construtivo em enfocar apenas a segurança estrutural do edifício, sem considerar as características da função vedação das paredes resistentes, principalmente, as das paredes que constituem o envelope exterior do edifício. Em decorrência, observa-se que o projeto arquitetônico acata e adota as espessuras das paredes resistentes impostas pelo cálculo, (quando deveria haver um compromisso entre o projeto estrutural e arquitetônico), esquecendo-se de considerar que elas são as mínimas exigidas pelo dimensionamento estrutural, mas no mais das vezes não atendem aos requisitos da função vedação.

Estes aspectos, aliados ao tratamento empírico dispensado à alvenaria estrutural no Brasil, fazem com que a concepção global do edifício seja considerada inconsistente, indefinida e imprecisa. O que com grande frequência tem dado origem a edifícios problema.

A análise direta do projeto do edifício (no seu sentido mais amplo) não faz parte dos objetivos deste trabalho (ver capí

tulo 1). Isto limita o desenvolvimento do presente capítulo.

No entanto, serão estudados três importantes aspectos relacionados com o edifício de ASC: a concepção estrutural, a construção e os problemas patológicos.

6.2 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Os critérios que monitoram o projeto estrutural do edifício de alvenaria estrutural não armada, de acordo com Soane {177} são: i) A pré-compressão devida às cargas permanentes deve exceder, nas paredes resistentes, toda tração devida ao carregamento lateral do edifício; ii) 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.

Resulta daí, a simplicidade da concepção estrutural de um edifício cuja estrutura é provida apenas por paredes resistentes de alvenaria não armada: 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 de paredes e lajes enrijecedoras que, formando um conjunto rídigo, devem resistir aos esforços oriundos das cargas verticais e horizontais, transferindo as ações resultantes, com segurança, para as fundações.

Apesar de que teoricamente é possível construir-se edifícios de até 30 pavimentos, Sutherland {2} afirma que o limite prático é de 15 a 20 pavimentos. Justamente porque em edifícios de alvenaria estrutural não armada, de altura superior a estes limites, é normal a ocorrência de tensões de tração de valores superiores à pré-compressão devida à cargas permanentes.

Para efeito de análise estrutural, deve-se dividir os edifícios em dois grupos: aqueles em que as cargas laterais de vento atuantes são significativas e devem ser consideradas, e aqueles em que estas não são significativas. Isto porque nos edifícios do segundo grupo, a verificação do primeiro critério (i) ci

tado não é necessária.

A DIN-1053 {[107]} dispensa a consideração da carga de 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 para edifícios de até 12m de altura (4 pavimentos) {[16]} não se leva em conta as cargas de vento. Segundo Soane {[177]} os efeitos do vento só são significativos para edifícios de mais de dez andares (na Inglaterra).

6.2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Em muitos edifícios a distribuição em planta das paredes ("wall layout") atende a requisitos funcionais. Porém, na alvenaria estrutural esta distribuição não pode ser dissociada das implicações estruturais, devendo atender a ambos os requisitos {[1]}.

No entanto, existem inúmeros sistemas estruturais laminares e assim, levando-se em conta algumas poucas considerações essenciais de caráter estrutural, pode-se, via de regra, adequar uma planta arquitetônica a um destes sistemas.

Os sistemas que mais se adequam às plantas dos edifícios, segundo o seu uso são:

i) De paredes (resistentes) transversais: "Cross-Wall System". (Figura 50a). Este sistema é adequado para hotéis, hospitais, edifícios residenciais de apartamentos de planta simples (tipo COHAB ou "kitchenette") ou edifícios de salas comerciais. As fachadas longitudinais podem ser de caixilharia ou de painéis leves. A estabilidade longitudinal pode ser obtida por: corredor interno; paredes divisórias; paredes externas longitudinais ou caixas de escada (e/ou elevadores). Nos três primeiros tipos, as paredes que provêm a estabilidade longitudinal devem ser resistentes e os sistemas são também denominados "double-cross wall system" {[123]} ou "two-way system" {[178]}).

ii) Celular (Figura 50b). Neste sistema as paredes internas e as externas são resistentes e formam células contíguas. Geralmen-

te a disposição das paredes é simétrica. É mais adequado para edifícios residenciais e hotéis;

iii) Complexo, com núcleo de serviço: "Complex Service Core System" {123}(Figura 50c). A estabilidade lateral é provida pelo núcleo central que incorpora caixas de escadas e de elevadores, "Shafts" de instalações prediais, etc. que, atuando em conjunto, formam uma torre central de grande rigidez. As paredes perimetrais não necessariamente precisam ser resistentes. A distribuição das paredes divisórias internas não é crítica, do ponto de vista estrutural, e por isto, o sistema é adequado a edifícios de apartamentos de grandes dimensões e de planta complexa. No entanto, deve ser evitado um arranjo excessivamente assimétrico, a fim de evitar efeitos prejudiciais de torção.

Schueller {178} cita vários outros sistemas estruturais laminares.

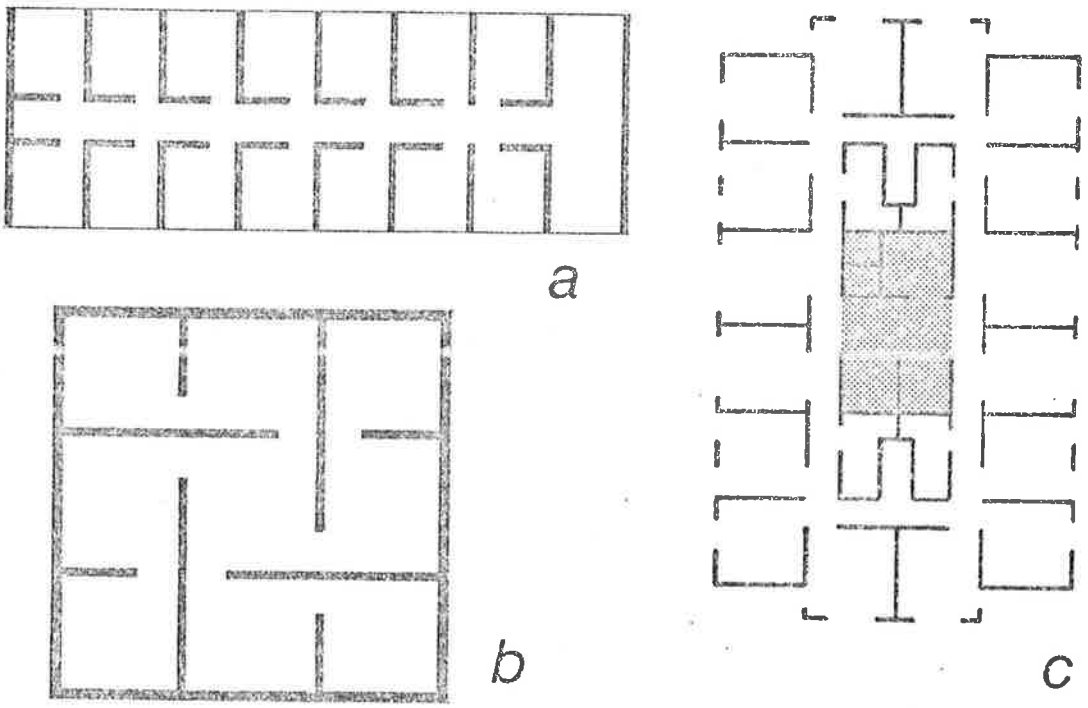


Figura 50 - Sistemas estruturais laminares. a) De paredes transversais; b) Celular; c) Complexo, com núcleo de serviço.

6.2.2 ESTABILIDADE

6.2.2.1 ESTABILIDADE VERTICAL

Segundo Curtin {[1]} "é rara a ocorrência da instabilidade vertical, isto é colapso ou fissuração de paredes submetidas à cargas verticais - desde que, é lógico, as tensões de compressão de serviço na alvenaria não atinjam os limites admissíveis e as necessárias restrições para prevenir a flexão das paredes sejam previstas."

Isto significa que: edifícios de pequena altura, para os quais as cargas de vento são desconsideradas na análise estrutural, são seguramente estáveis desde que: as paredes resistentes sejam adequadamente dimensionadas, como em 5.6; a rigidez das paredes e o monolitismo do edifício estejam garantidos pelos acoplamentos adequados (ver 6.3) e a construção das paredes seja feita de acordo com a tecnologia apropriada (5.9)

6.2.2.2 ESTABILIDADE LATERAL (HORIZONTAL)

As cargas horizontais consideradas são as de vento. Não serão consideradas as cargas devidas a abalos sísmicos, pois no Brasil elas não o são para as estruturas correntes (apesar de que, de acordo com Assumpção {[179]} existe uma probabilidade de 5% de ocorrência de terremotos, na região Sudeste, com magnitude 7,0 (da escala de Richter) dentro dos próximos 30 anos).

O vento atua nas paredes exteriores que transferem as cargas resultantes para as lajes, as quais por sua vez transferem-nas para as paredes transversais (ver Figura 51a). A carga de vento induz uma deformação por cisalhamento ("racking") nestas paredes (Figura 51b). Porém, tais paredes são altamente resistentes a esta ação (ver 5.3.2) porque a tração diagonal que poderia causar fissuras é eliminada pelas cargas verticais de compressão atuantes e/ou resistida pela alvenaria até o valor admissível de resistência à tração {[1]}. Estas paredes são denominadas paredes resistentes ao cisalhamento ("shear walls").

Somente no caso em que as tensões de tração resultantes ultrapassarem os limites considerados, deve-se

armar a alvenaria.

De acordo com Curtin et al. {[1]} " edifícios altos de alvenaria tendem a contar com o seu próprio peso para sua estabilidade contra forças horizontais devidas ao vento ... Nas estruturas de aço e concreto, pórticos rígidos são necessários para resistir ao carregamento de vento. Não é usualmente possível desenvolver uma junção muito rígida entre as paredes de alvenaria e as lajes de concreto como o é, por exemplo, entre colunas e vigas de concreto. No entanto, isto raramente é um problema difícil de superar, se for feita uma previsão adequada no planejamento da distribuição das paredes resistentes."

Na Figura 52 {[1]} esquematicamente representam-se estruturas laminares com diferentes graus de estabilidade. Observa-se que alocando adequadamente paredes transversais e subdividindo-se cada vez mais a planta do edifício, obtém-se estruturas progressivamente mais rígidas, monolíticas e estáveis.

Hendry {[123]} afirma que "robustez e estabilidade não são usualmente difíceis de se garantir em quaisquer dos tipos de estruturas de alvenaria (citados em ítem anterior).

Teoricamente deve-se ainda, na análise da estabilidade lateral de um edifício alto, checar a perda de estabilidade por tombamento simples, por cisalhamento ("puro") das paredes da base e por deslizamento relativo dos pavimentos. No entanto, são hipóteses raras de ocorrer quando apenas se considera as cargas de vento. O tombamento simples é só uma hipótese (edifícios excessivamente esbeltos e cargas de altíssimas intensidades). As outras duas ruínas somente podem ocorrer quando atuam cargas sísmicas. Nas Figuras 53a e 53b {[134]} ilustram-se estas duas últimas ruínas e nas Figuras 53c e 53d as duas ruínas mais prováveis por insuficiente resistência da alvenaria (por tração e por compressão respectivamente). Os exemplos ilustrados são de um edifício tipo - "Cross-Walls" - cuja planta está esquematizada na Figura 50a.

6.2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

O projeto estrutural de um edifício de alvenaria está baseado em uma análise geral da estrutura, da qual resulta a determinação da natureza, magnitude e direção de todas as forças que atuam nas paredes resistentes.

Segundo Hendry {123} "três problemas analíticos manifestam-se no projeto de estruturas de alvenaria, os quais relacionam-se com: i) A distribuição das cargas verticais entre as várias paredes do edifício; ii) A determinação da excentricidade do carregamento nas paredes e; iii) A distribuição das cargas laterais nas paredes."

O estudo da excentricidade do carregamento foi feito em 5.6.2. Os outros dois problemas serão analisados a seguir, bem como uma descrição das características essenciais das lajes. Dar-se-á ainda uma noção sobre a determinação das cargas de projeto atuantes nas paredes resistentes.

6.2.3.1 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

Para estruturas simples como as do sistema de paredes transversais a alocação das cargas das lajes para as paredes resistentes é direta. No entanto, para estruturas complexas, o problema torna-se mais difícil e consideráveis diferenças podem resultar entre as cargas estimadas e as cargas que efetivamente atuam nas paredes {123}.

Usualmente se emprega {2} o método correntemente utilizado no cálculo de vigas de concreto, no qual a área da laje é subdividida em triângulos e trapézios de influência e as cargas destas sub-áreas são alocadas para as paredes apropriadas. Deve-se porém, notar que a força aplicada em uma dada parede não é uniforme ao longo do comprimento da parede, concentrando-se no seu centro. De acordo com Hendry {123} "é provável que esta não uniformidade vá gradualmente se nivelando nas seções mais inferiores da parede e que nos pavimentos inferiores de um edifício alto haja uma tendência à uniformidade."

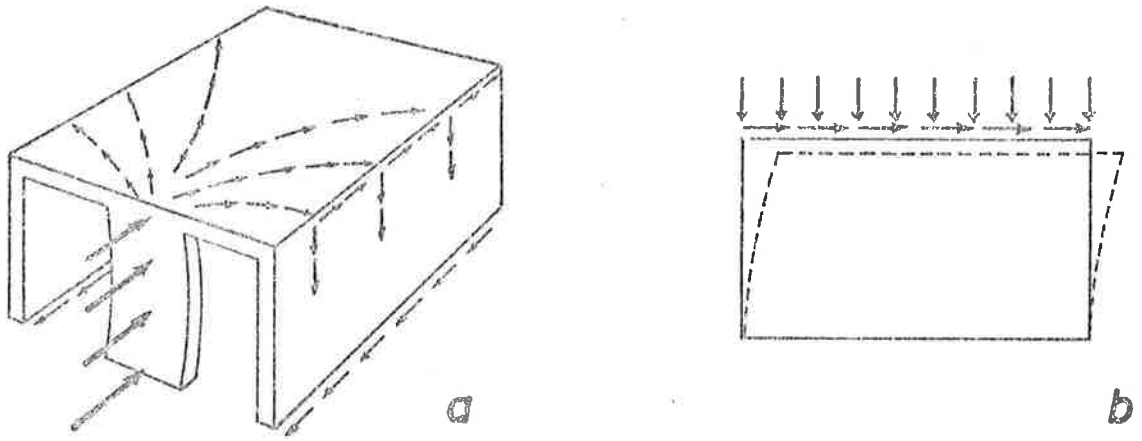


Figura 51 - a) Ação da carga de vento em estruturas laminares; b) Ação na parede transversal-deformação por cisalhamento ("racking").

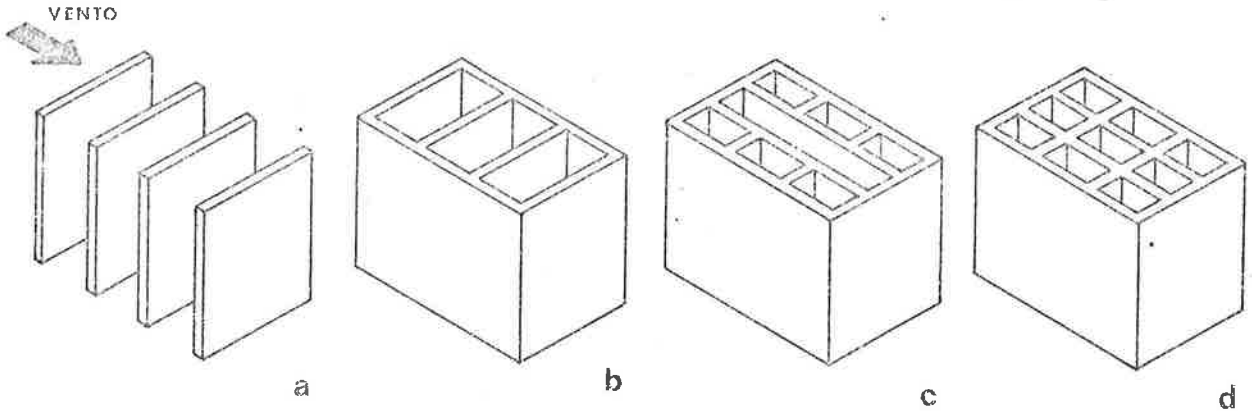


Figura 52 - Graus de estabilidade de estruturas laminares. a) Instável; b) Possivelmente estável; c) Estável; d) Seguramente estável.

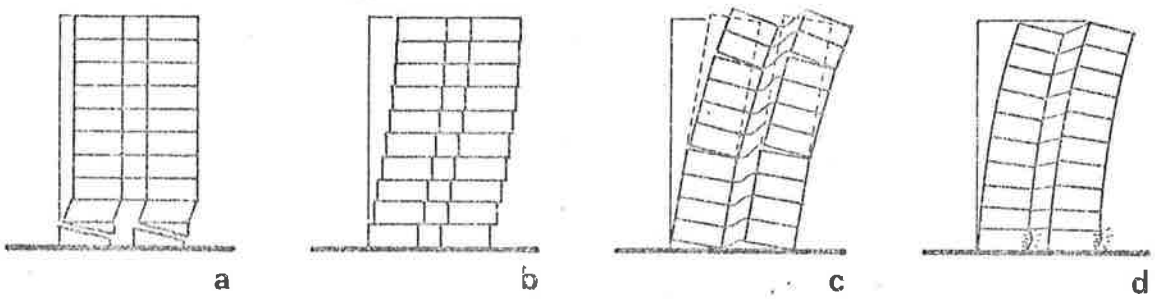


Figura 53 - Instabilidades laterais. a) Por cisalhamento (tração diagonal); b) Por deslizamento das lajes; c) Por insuficiente resistência da alvenaria, na tração; d) Idem, na compressão.

Sutherland {180} propõe um método alternativo: Para um particular grupo de paredes são alocadas as cargas de sua área de influência (chamada de área de tributação) e levam-se em consideração os deslocamentos do centro da área de influência em relação ao centro de massa do grupo de paredes. Na Figura 54 tal método está exemplificado, podendo os valores obtidos em um caso específico serem comparados com os obtidos no método clássico.

Determinações experimentais feitas por Stockbridge e, citadas por Hendry {123} dão razões para acreditar que em edifícios altos 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 {2} 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."

Apesar do método de Sutherland ser mais preciso ele requer cálculos mais demorados e a extensão de quanto ele é mais preciso é ainda incerta {123}.

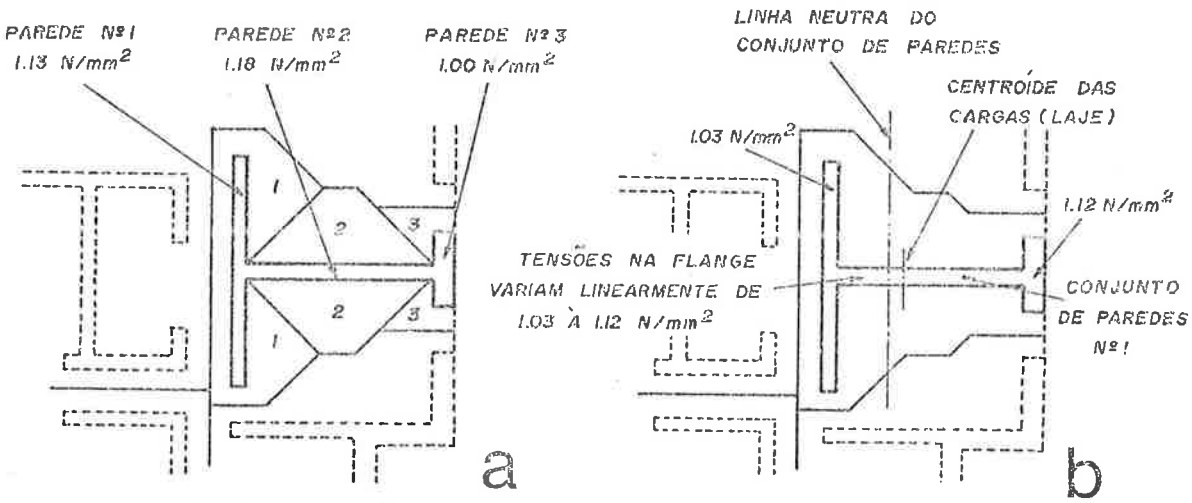


Figura 54 - Distribuição de cargas verticais em paredes resistentes. a) Áreas de influência individuais; b) Áreas de influência para um grupo de paredes (Sutherland).

6.2.3.2 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS

A prática habitual no projeto de edifícios

de alvenaria é de distribuir o momento total aplicado ao edifício devido às cargas de vento (momento de tombamento - "overturning moment") entre as paredes resistentes ou entre grupos de paredes em proporção às suas rigidezes relativas.

O método usualmente empregado {2} é o método das paredes articuladas ("cantilever wall method") que considera as paredes como lâminas verticais unidas às lajes em qualquer pavimento por articulações capazes de transmitir forças mas não momentos, como está mostrado esquematicamente na Figura 55b. No entanto, Hendry {123} obteve resultados que comprovam que este método superestima as deflexões e os momentos de flexão atuantes, comparando-o com outros métodos e com medições experimentais em um edifício de 5 pavimentos. Na Figura 55 são esquematizados as analogias adotadas por cinco métodos e na Figura 56 são graficamente descritos os resultados de cada método. Os melhores resultados são obtidos com o método dos elementos finitos.

No entender de Hendry, entretanto, o método das paredes articuladas pode ser empregado para checar aonde o carregamento lateral é crítico.

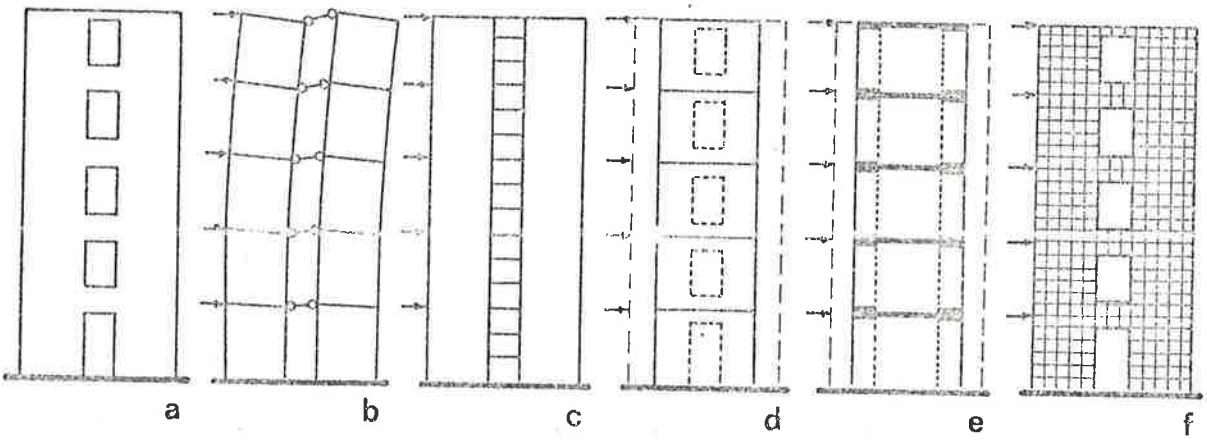


Figura 55 - Métodos teóricos para a estimação de tensões laterais e deflexões. a) Edifício modelo; b) Das paredes articuladas (1); c) Cisalhamento contínuo (2); d) Analogia do pórtico (3); e) Analogia do pórtico de coluna larga (4); f) Elementos finitos (5).

Na análise da rigidez relativa das paredes resistentes ao cisalhamento ("shear walls") é fundamental a definição da largura efetiva das flanges propiciadas por paredes orto-

gonais a ela, pois estas flanges aumentam a rigidez da "shear wall" considerada. Na Figura 57 estão representados vários tipos de "shear walls" {178} considerando suas flanges. Soane {177} sugere um valor para a largura de flange de 14tf + tw para paredes de seção em "T" e 7tf + tw para as de seção em "L", onde tf e tw são as espessuras da flange e da "shear wall". O código BIA-BCR {13} limita a largura das flanges em cada lado da "shear wall" em 6 vezes a espessura da "shear wall" ou ainda $\frac{H \times n}{6}$ para paredes de seção em "T" ou "I" e $\frac{H \times n}{16}$ para as seção "L" ou "C", onde H é a altura das paredes e n o número de pavimentos acima do pavimento considerado.

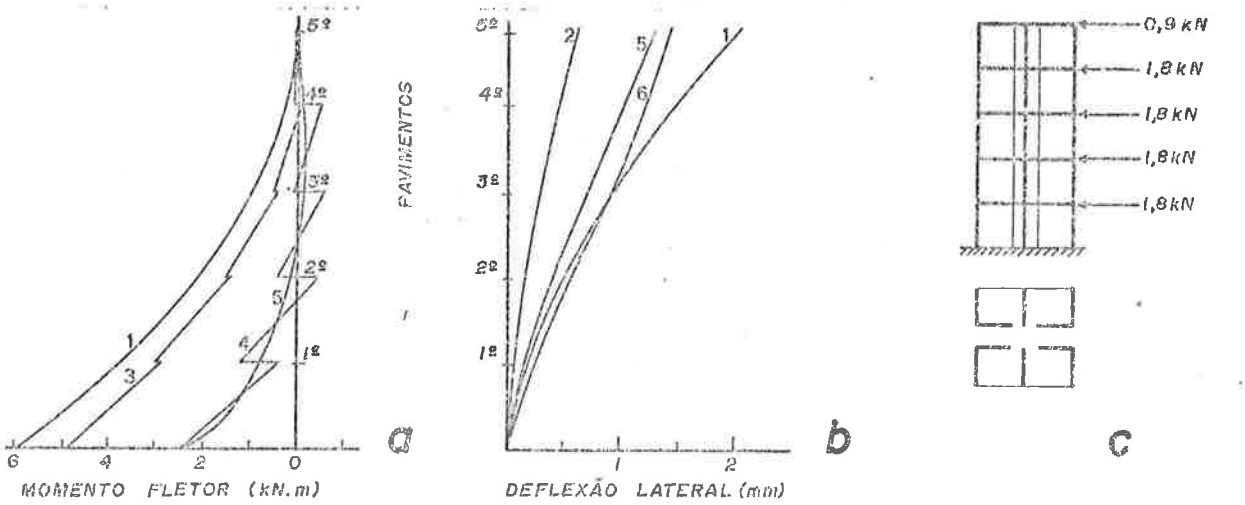


Figura 56 - Resultados dos métodos teóricos para estimação de tensões laterais. a) Momentos fletores; b) Deflexões c) Carregamentos e arranjo estrutural. Os números nas curvas referem-se aos métodos referenciados na Figura 55. No gráfico b) a curva 6 foi obtida experimentalmente.

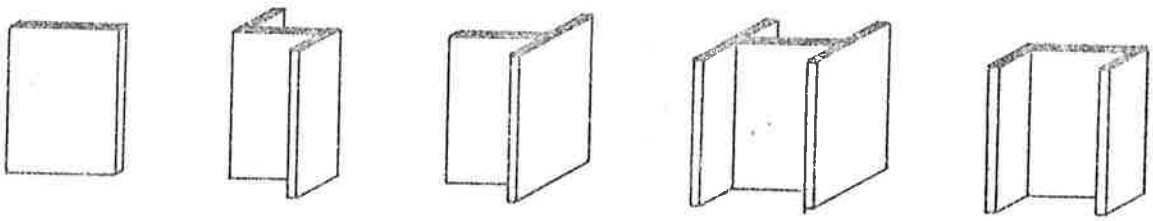


Figura 57 - Formatos típicos de paredes resistentes ao cisalhamento ("shear walls").

6.2.3.3 LAJES ENRIJECEDORAS

As lajes na estruturação do edifício de alvenaria estrutural não armada têm três funções essenciais (além, é lógico, da sua função principal de suporte horizontal que permite a ocupação do edifício):

i) Absorver as cargas horizontais e transmití-las para as paredes resistentes ao cisalhamento;

ii) Ajudar a enrijecer o edifício como um todo e as paredes exteriores em particular (na função de suporte lateral) e,

iii) Unir os conjuntos de paredes de todos os pavimentos, propiciando monolitismo à estrutura.

Para que as lajes cumpram estas funções elas devem atuar como diafragmas rígidos e estar ligadas firmemente às paredes.

Para ser qualificada como diafragma rígido, segundo Gross et al. {119} "a laje deve ser capaz de transmitir forças laterais para as paredes resistentes ao cisalhamento (a rigidez das chapas afeta a distribuição das forças laterais) e ter uma deflexão máxima que não cause dano a nenhum elemento vertical." Este comportamento também definido como o efeito de chapa {1} é variável com a natureza, a direção da armadura e a rigidez da união com as paredes. Curtin et al. {1} classificam as lajes, segundo os graus decrescentes do efeito de chapa que possuam:

i) Lajes maciças de concreto armado moldadas no local e armadas em duas direções; ii) Lajes compostas (mistas) armadas em duas direções; iii) Lajes pré-moldadas de concreto armadas em uma direção e amarradas por ancoragens metálicas às paredes.

Nestes três casos a norma BS-5628 {113} especifica que a espessura da laje seja de pelo menos a metade da das paredes que ela trava, mas em nenhuma situação pode ser menor do que 90mm.

Segundo a norma DIN-1053 {107} somente no caso de lajes maciças de concreto dispensa-se a utilização de ancoragens, sendo a união por adesão e atrito adequada desde que

uma das armaduras alcance pelo menos o eixo das paredes externas.

O coeficiente de atrito alvenaria-concreto pode ser considerado $\mu = 0,6$, segundo a BS-5628 {[113]}.

De acordo com Schneider et al. {[151]} quando forem utilizadas lajes mistas (vigotas de concreto pré-moldadas e blocos de enchimento ligados por uma capa de concreto com armadura adicional na direção ortogonal à direção das vigotas), devem ser previstas cintas de concreto armado de transferência a fim de que a maior deformação destas lajes não interfira negativamente no efeito de chapa. A norma DIN-1053 {[107]} especifica que estas cintas devem ser sempre executadas em edifícios de mais de dois pavimentos e armadas com, pelo menos, duas barras de aço de diâmetro 12,5 mm (tipo CA-24).

A análise da interação laje-parede é importante na determinação da excentricidade do carregamento da laje e na verificação da possibilidade de dano às paredes, causado pela excessiva deformação da laje. As características da junta laje-parede determinam a rigidez da ligação entre os elementos e a rigidez e o monolitismo do edifício. Sahlin {[11]} desenvolveu um extenso estudo sobre estas características e a interação laje-parede.

6.2.3.4 CARGAS DE PROJETO

As cargas que podem agir sobre o edifício são de diversas naturezas. No dimensionamento convencional adotado no Brasil, para estruturas correntes, não são consideradas normalmente as cargas acidentais (segundo terminologia do CEB são: choques, sísmicas, explosões); cargas dinâmicas (vibrações) e cargas originadas por deformações restringidas (fluência, térmicas, etc.).

As cargas consideradas são as gravitacionais (construção e ocupação), permanentes e variáveis (ou acidentais, segundo a nomenclatura adotada pela NB-5 {[181]}) e as cargas de vento, de acordo com a norma ABNT-NB 599 {[182]}. Pode-se adotar para a ASC valores de densidade de 1500 kg/m^3 para blocos tipo 2DF ou 3DF a 1850 kg/m^3 para tijolos tipo NF (1,8).

Para o dimensionamento de edifícios de ASC segundo o código inglês BS-5628 {[113]} deve-se calcular as cargas de projeto (F_d) multiplicando-se as cargas características por coeficientes parciais de segurança para as cargas (γ_f).

Os coeficientes γ_f são introduzidos para se levar em conta: "i) Possíveis incrementos excepcionais nas cargas em adição àquelas consideradas na dedução da carga característica; ii) Determinação incorreta dos efeitos do carregamento e uma redistribuição de tensões imprevistas na estrutura e, iii) Variações na exatidão dimensional da construção {[113]}."

Idealmente as cargas características deveriam ser determinadas estatisticamente. No entanto, isto não é possível e então, as cargas consideradas são:

i) Carga permanente característica (G_k). Corresponde ao peso total da estrutura com acabamento e instalações fixas e é igual à carga permanente.

ii) Carga variável característica (Q_k). Cargas de ocupação. (pode-se adotar as especificações da NB-5 {[181]} mesmo sendo esta não coincidente com a norma inglesa, pois as alterações não são significativas);

iii) Carga característica de vento (W_k). Deve ser adotada a norma brasileira NB-599 {[182]}, pois as condições de vento são locais. No entanto, a metodologia adotada é idêntica a da norma inglesa, pois a nacional foi totalmente baseada naquela.

Os coeficientes parciais de segurança especificados no código BS-5628 {[113]} estão discriminados na Tabela 41.

Segundo Bradshaw {[183]} a consideração da carga horizontal uniformemente distribuída igual a 1,5% do total da carga permanente característica ($0,015G_k$) deve-se à consideração de um esperado desaprumo do edifício.

O código alemão DIN-1053 {[107]} especifica esta carga de desaprumo explicitamente: "Estas cargas são consideradas sob a forma de cargas horizontais provenientes de uma deformação fictícia do prédio inteiro pelo ângulo (ψ):

$$\psi = \pm \frac{1}{100\sqrt{H'}} \text{ em radianos, onde}$$

H' = é a altura do prédio a partir da face superior da fundação)."

A carga resultante deve ser somada à carga de vento.

TABELA 41 - Cargas de projeto para várias combinações de carregamentos (segundo BS-5628 {113})

Combinação de Carregamento	Cargas de Projeto		
	Permanente	Variável	Vento
Permanente e variável	$1,4\ G_k$ ou $0,9\ G_k$	$1,6\ Q_k$	-
Permanente e vento	$1,4\ G_k$ ou $0,9\ G_k$	-	O maior de $1,4\ W_k$ ou $0,015\ G_k$
Permanente, Variável e vento	$1,2\ G_k$	$1,2\ Q_k$	O maior de $1,2\ W_k$ ou $0,015\ G_k$

6.3 A CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO

A construção do edifício de ASC é um processo repetitivo, pavimento por pavimento. Basicamente consiste em edificar-se, sobre uma base plana e regular (a face superior das fundações) paredes resistentes acopladas entre si e encimadas por uma laje contínua por toda a área do pavimento. Este esquema é repetido no pavimento superior, construindo-se as paredes segundo um mesmo eixo vertical (repetição do "layout") e apoiando-as na face superior da laje do pavimento inferior.

A técnica resume-se em: promover os acoplamentos adequados; edificar o edifício no prumo (sem deslocamentos horizontais relativos de um pavimento para o outro) e adotar detalhes construtivos que evitem os efeitos danosos (fissuras e trincas) das deformações estruturais, as quais irão surgir pela interação dos elementos laminares (juntas de movimentação alocadas apropriadamente).

A infraestrutura do edifício pode ser constituída ou por

sapatas (corridas) apoiadas diretamente sobre o solo ou, por lajes radier ou, por vigas baldrames sob todas as paredes do primeiro pavimento, interligando e se apoiando sobre estacas profundas. De acordo com Gross et al. {119} e Curtin et al. {1} a fundação mais empregada para edifícios baixos (até 5-6 pavimentos) é a de sapatas corridas. Ainda segundo os autores, a infra estrutura de edifícios de alvenaria estrutural é sempre de menor custo se comparada com a de um edifício de estrutura linear equivalente. Isto porque no primeiro caso aproveita-se melhor a capacidade resistente do solo, devido à distribuição contínua das cargas verticais. Curtin et al. {1} afirmam que mesmo no caso do emprego de vigas baldrames, também o custo na alvenaria estrutural é minimizado. Isto porque com a interação das vigas com as paredes apoiadas sobre elas, formando elementos de grande rigidez, pode-se reduzir a altura das vigas baldrames em relação às necessárias para o edifício de estrutura linear. Além do que, devido à transmissão para o solo de parte das cargas diretamente pelas vigas baldrames, reduz-se a parcela das cargas atuantes sobre as estacas, o que é favorável no aspecto custo.

6.3.1 ACOPLAMENTO DE ELEMENTOS LAMINARES

O acoplamento de paredes resistentes entre si é executado concomitantemente com a elevação das paredes. Dois métodos podem ser utilizados: por amarração dos blocos ou, por ancoragens metálicas.

O acoplamento por amarração dos blocos é feito pela interpenetração das paredes ortogonais. É o método ideal para a interligação de paredes que constituem um canto externo (em forma de "L"). Para paredes perpendiculares em forma de "T", o acoplamento por amarração dos blocos é construtivamente difícil de ser feito, pois implica ou em corte de blocos de dimensões especiais (para não se perder a modulação) ou, na formação de uma junta vertical contínua.

Quando é conveniente a formação desta junta (como junta de movimentação) o método pode então ser adotado. Nas Figu

ras 58a e 58b são representados acoplamentos de canto (encontro de paredes de espessuras diferentes e de mesma espessura), e nas 58c e 58d acoplamentos em "T" (com e sem junta a prumo). Quando for feito este último tipo de acoplamento, a interpenetração da parede perpendicular deve ser feita com pelo menos 50% dos blocos {13}.

O acoplamento por ancoragens metálicas emprega como elementos de união, barras e fios de aço ou, telas estiradas ou ainda, dispositivos especiais. No Brasil praticamente só se utilizam barras e fios de aço em "L", sem ganchos e do tipo CA-50 (diâmetros de 4,8 ou 6,3 mm) ou CA-60 (3,5; 4,2 ou 5,0 mm). O código BIA-BCR {13} recomenda que estas barras tenham um comprimento mínimo de 60 cm e sejam espaçadas no máximo a cada 120 cm. No Brasil são normalmente especificadas barras e fios de dimensões como na Figura 58e e 49c, espaçadas a cada 3 fiadas (37,5 cm).

Segundo o código DIN-1053 {107} as paredes enrijecedoras devem ser executadas simultaneamente com as paredes a serem enrijecidas. É admitida como execução simultânea a construção escalonada (ver Figura 58e) da parede enrijecedora. Esta especificação procura garantir a estabilidade de paredes longas durante a construção. Se forem tomadas outras providências de ordem estática, para prédios até 6 andares, a execução simultânea pode deixar de ser feita. No entanto, os encaixes ou as ancoragens têm de ser alocados quando da construção da parede a ser enrijecida.

Quando as paredes externas estão sujeitas à carregamentos laterais, as uniões entre estas paredes e as paredes a elas perpendiculares devem ser dimensionadas para resistirem às tensões de serviço. O código BIA-BCR {13} especifica quais as mínimas resistências ao cisalhamento que estas uniões devem apresentar.

O acoplamento de paredes e lajes pode ser feito por atrito ou por ancoragens metálicas, como foi abordado em 6.2.3.3. Com o emprego de lajes maciças de concreto, o simples acoplamento por atrito é suficiente. Com outros tipos de lajes deve ser previsto o acoplamento por ancoragens metálicas. Estas últimas podem ser barras de aço retas ou com o formato de ganchos ancora-

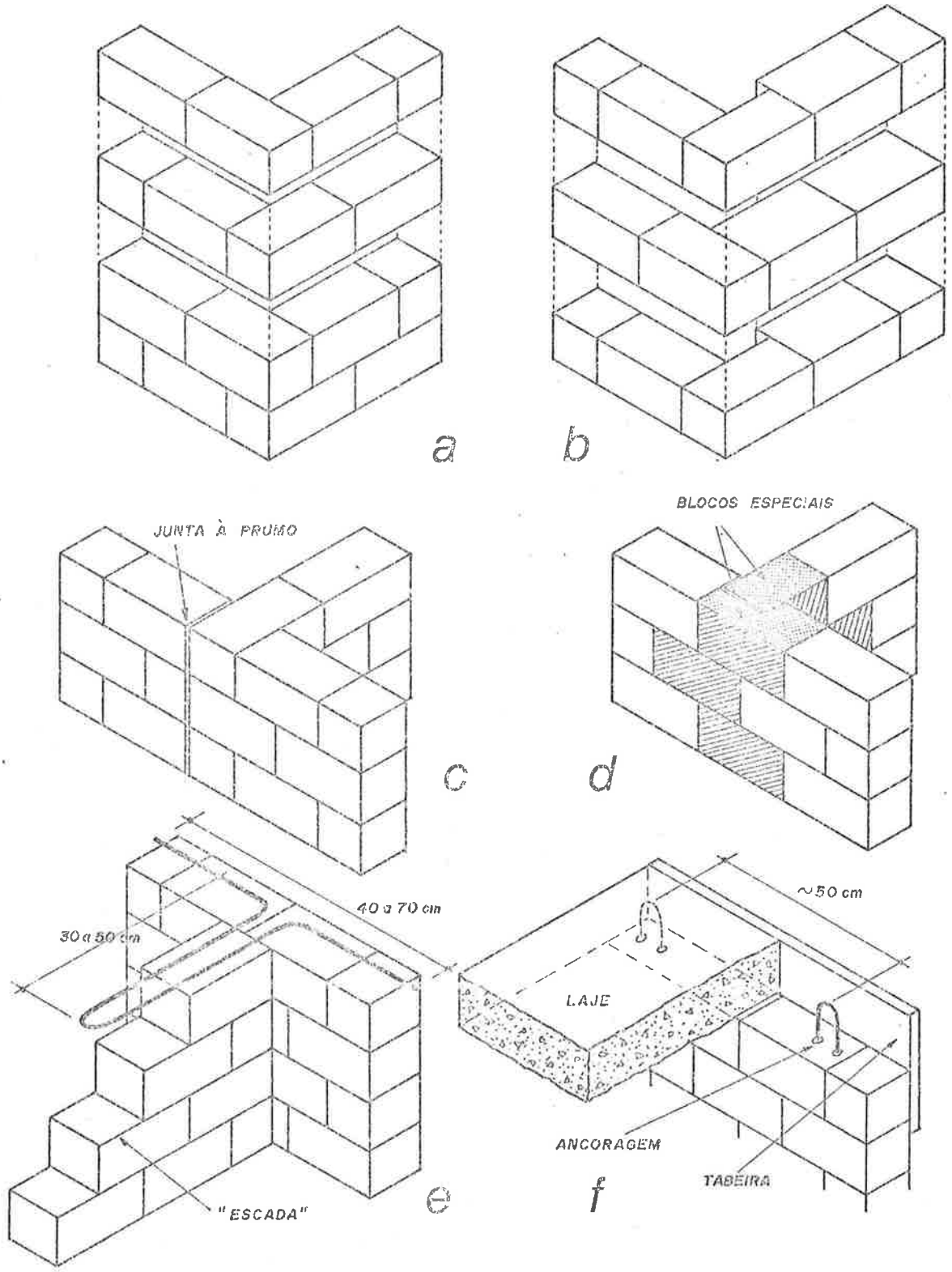


Figura 58 - Acoplamento de Elementos Laminares. a) Acoplamento por amarração, interseção em "L", paredes de mesma espessura; b) Idem, idem, de espessuras diferentes. c) Idem, interseção em "T", formando junta a prumo; d) Idem, idem, por encaixe; e) Acoplamento por barras de aço; f) Acoplamento de lajes por ancoragens metálicas.

dos em cavidades, no topo das paredes resistentes, preenchidos de concreto. Usualmente na ASC estas ancoragens são espaçadas de 50 cm (Figura 58f). De acordo com o Building Research Establishment {[58]} a distância máxima de espaçamento é de 60cm. No caso específico de lajes de cobertura, as lajes são simplesmente apoiadas e o atrito entre estas e as paredes deve ser mínimo, para possibilitar a livre deformação térmica das lajes (ver 6.3.2) e evitar fissuras (ver 6.4).

O acoplamento das paredes do primeiro pavimento com as fundações deve ser feito apenas por atrito {[56]}. Geralmente emprega-se uma argamassa de cimento e areia (1:3) para assentar-se a primeira fiada de blocos.

O acoplamento dos elementos laminares deve ser feito de tal maneira que o prumo de todo o edifício não supere um máximo desvio tolerado. Deve-se evitar os deslocamentos horizontais relativos entre os pavimentos e que os desvios tolerados de prumo das paredes resistentes não se somem, causando com isto, um excessivo desaprumo do edifício.

Não são estabelecidos nos códigos de dimensionamento quais devem ser os máximos desvios angulares permitidos. No entanto, o código DIN-1053 {[107]} ao admitir no cálculo uma carga de desaprumo originada por uma certa deformação angular do edifício, implicitamente aceita ser este ângulo de desaprumo o máximo desvio tolerado {[151]}. Na Figura 59 representam-se as máximas deflexões totais consideradas, em função da altura do edifício.

6.3.2 JUNTAS DE MOVIMENTAÇÃO

Quando se acoplam elementos laminares, as deformações intrínsecas de cada elemento são restringidas pelo conjunto. Se não forem executadas durante a construção juntas que permitam a livre deformação dos elementos, ou de um grupo de elementos, poderão ocorrer fissuras e trincas. As principais juntas que devem ser previstas são: i) Juntas de trabalho para que sejam permitidas as deformações por variação no conteúdo de umidade (e também deformações térmicas) das paredes resistentes de fa

chada; ii) Juntas de trabalho entre a laje de cobertura e o topo das paredes resistentes do último pavimento para permitir a deformação térmica da laje; e iii) Juntas de dilatação para separação do edifício em blocos, a fim de que a deformação térmica do edifício como um todo, não seja deletéria.

As juntas de trabalho que subdividem as paredes resistentes de fachada em painéis de dimensões adequadas, já foram estudadas em 5.8.3.2 e 5.9.3.

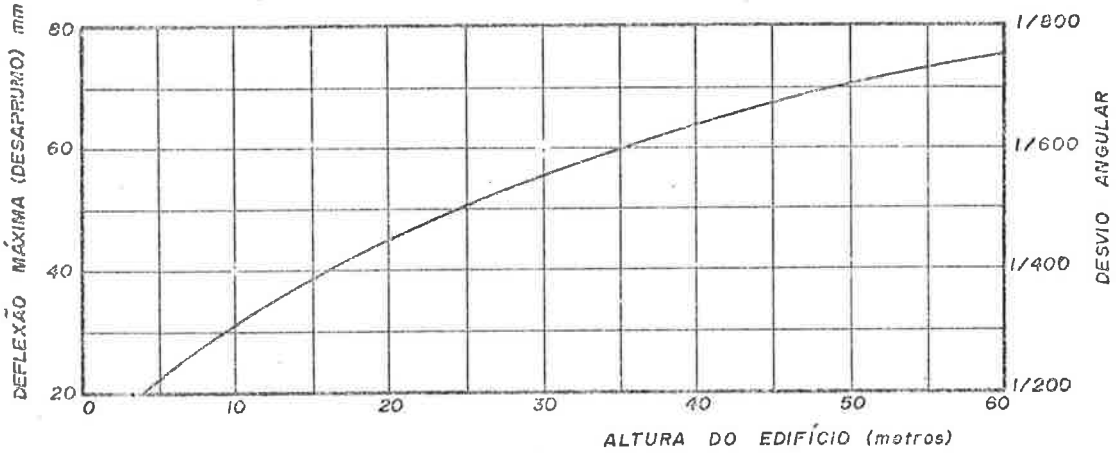


Figura 59 - Deflexão máxima (desaprumo) admitida para o edifício de ASC, segundo DIN-1053 {[107]}.

Foram descritos os comprimentos máximos admitidos para as PRSCs de acordo com diversos orgãos normalizadores. No entanto, a localização das juntas em um edifício específico obedece a outros limitantes, além do máximo comprimento do painel. Segundo Gross et al.{{[119]} "Simples recomendações como dimensão, posição e espaçamento de juntas de alívio de tensões não podem ser aplicáveis a todas as estruturas. Cada edifício deve ser analizado para determinar-se os movimentos potenciais e medidas devem ser previstas para aliviar as tensões excessivas que podem ser esperadas como resultado destes movimentos."

De acordo com o Centre Scientifique et Technique de la Construction {[174]} como regra geral, deve-se prever juntas de trabalho onde a probabilidade de fissuras é maior ou seja, em locais de concentração de tensões e/ou de enfraquecimentos da seção resistente. Randal & Panarese {[184]} e Amrheim {[104]} fazem

recomendações de ordem geral para a localização das juntas de trabalho:

i) Em todas as mudanças de espessura das paredes (colunas ou ranhuras para passagem de tubulações);

ii) Em uma ou ambas as laterais de vãos de portas e janelas a menos que tenham sido empregadas vergas e contra-vergas armadas;

iii) Acima de juntas de fundações e abaixo de juntas de dilatação de lajes;

iv) A uma distância dos cantos externos, não maior que a metade do comprimento máximo admitido (significa distâncias máximas de 3 a 4.5 m);

v) Em todas as mudanças abruptas na altura das paredes.

As juntas de trabalho que permitem a livre deformação da laje de cobertura devem ser executadas com materiais que minimizem o atrito entre esta e as paredes, de maneira a que a sua deformação não seja restringida, o que pode vir a ocasionar fissuras bastante prejudiciais nas paredes (ver 6.4). Schneider et al. {[151]} recomendam que apenas o núcleo central da laje (Figura 60a) seja acoplado às paredes resistentes (para não prejudicar a estabilidade). Nas outras interfaces, devem ser empregados componentes que não causem restrições à deformação térmica induzida. Por exemplo, duas folhas de feltro alcatroado {[11]} ou duas lâminas de polietileno de alta densidade (espessura de 0,25 mm) {[58]}, ou ainda um material de grande resiliência, como lâminas de neoprene. Obrigatoriamente {[107] e [151]} deverá ser feito um cintamento das paredes resistentes no respaldo da alvenaria para que a estabilidade lateral destas não seja muito prejudicada. Os detalhes construtivos desta junta estão descritos na Figura 60b.

As juntas de dilatação da estrutura do edifício são idênticas às adotadas para edifícios construídos com outros sistemas estruturais. Especificamente para a ASC, Schneider et al. {[151]} recomendam uma distância máxima entre juntas de dilatação de 25 à 30 m.

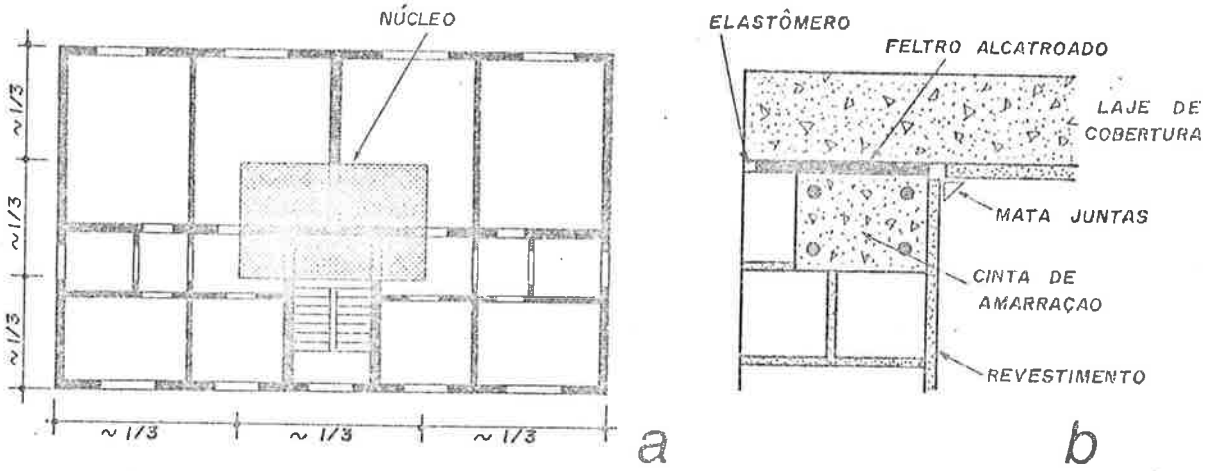


Figura 60 - Juntas de trabalho em lajes de cobertura. a) Núcleo central que deve ser acoplado às paredes; b) Detalhes de uma junta de trabalho.

6.4 PROBLEMAS PATOLÓGICOS

Quando os problemas patológicos foram conceituados (ver 5.8) avaliou-se a relevância das fissuras em relação a todos os outros problemas, no caso específico das paredes resistentes. Em complementação, as fissuras e suas principais consequências serão analisadas no contexto do edifício.

De acordo com Sahlin {[11]} "As fissuras podem ser um fenômeno irritante nas estruturas de alvenaria. A principal causa é o movimento diferencial de diferentes elementos do edifici ." Gross et al. {[119]} reconhecem que "os vários elementos e materiais que constituem o edifício estão em um estado de constante movimentação." As causas desta movimentação são as variações nas condições do meio ambiente limítrofe ao edifício, tais como: variações térmicas, variações no conteúdo de umidade, variações nas condições de carregamento, recalques de fundações, etc. As causas podem operar isoladamente ou, em combinação, suplementando-se ou opondo-se e, frequentemente é muito difícil prever para o edifício como um todo as situações críticas que induzem a um estado de fissuração {[1]}.

No entanto, o projeto do edifício e a definição da tecnologia executiva do processo construtivo têm de prever os movimen

tos possíveis e seus efeitos para que sejam evitadas as fissuras prejudiciais. É sintomático, e espelha a não previsão das deformações relativas possíveis, que as causas fundamentais das fissuras nos edifícios sejam justamente as falhas do projeto e a técnica executiva inadequada.

O destaque é dado às fissuras (e trincas) que pelas suas características prejudicam as exigências de segurança, durabilidade e habitabilidade do usuário do edifício. Dentre as que comprometem a segurança (além de, em consequência, poder comprometer também as outras exigências) as principais são as causadas por recalques diferenciais das fundações e por deformações estruturais excessivas, estas em menor escala, devido à rigidez e a massividade do edifício de alvenaria. As que podem vir a comprometer a habitabilidade são as que promovem a percolação de água de chuva para o interior do edifício. Elas podem ter qualquer origem, mas em função da frequência com que ocorrem, as principais são as causadas por deformações com origem na variação do conteúdo de umidade (já analisadas em 5.8.3). No estágio atual do desenvolvimento do processo no Brasil, a consequência mais danosa das fissuras é justamente a penetração de umidade pelas paredes exteriores.

6.4.1 FISSURAS DEVIDAS A MOVIMENTOS DAS FUNDAÇÕES

As fissuras em edifícios ocasionadas por movimentação das fundações têm formas de manifestação as mais características, têm uma frequência anormalmente alta e, geralmente são as que mais comprometem a segurança estrutural.

O edifício de alvenaria estrutural com fundações mal dimensionadas está também sujeito à ação dos recalques diferenciais. Porém, de acordo com Mac Leod & El-Magd {185} os edifícios de alvenaria estrutural não armada são mais sensíveis à recalques que edifícios de estruturas lineares ou de alvenaria armada. No entanto, o comportamento da alvenaria estrutural sob condições de recalque, é ainda, segundo os autores, muito pouco conhecido e de difícil previsão.

Conhecem-se apenas alguns valores de máximas distor-

ções angulares a partir das quais a alvenaria fissura. De acordo com o BRE {186} "A alvenaria rapidamente mostra os efeitos de movimentos diferenciais e dos dados existentes (limitados) o início de trincas pode ser associado a uma distorção angular de $\frac{1}{300}$." Mac Leod & El-Magd {185} citando o trabalho de Skempton & Mac Donald admitem este mesmo parâmetro, mas recomendam que se limite a máxima distorção angular admissível em $\frac{1}{500}$. Alertam, porém, que não existem dados que permitem prever a partir de quais valores passa a haver um comprometimento estrutural.

Na Tabela 42 de Pfeffermann {52} são relacionadas as causas mais frequentes das fissuras devidas a movimentos das fundações. As fissuras devidas à consolidação do terreno são as mais comuns.

TABELA 42 - FISSURAS DEVIDAS A MOVIMENTOS DAS FUNDAÇÕES

CAUSAS		MANIFESTAÇÕES	OBSERVAÇÕES
Recalques Diferenciais	Consolidação	Fissuras em geral inclinadas a 45° a partir de secções mais frágeis ou pontos onde há concentração de tensões.	Consolidação é um fenômeno de mudança de volume de uma massa de solo pela eliminação de água dos poros
	Fundações sobre terrenos diferentes.	Idem e também fissuras verticais.	
	Fundações de tipos diferentes.	Fissuras verticais na estrutura de alvenaria a partir da intersecção dos dois tipos de fundação.	
	Distribuição de tensões muito desiguais.	Fissuras de flexão geralmente sob aberturas muito largas.	Ocorrem quando a parede de alvenaria abaixo da janela é muito baixa.
	Fundações sobre aterros.	Fissuras de flexão e fissuras inclinadas a partir de aberturas.	
Remoção da água dos solos plásticos	Ação da vegetação.	Idem às manifestações por consolidação.	Ocorrem geralmente com árvores que extraem a umidade do solo.
	Ação do calor.		Secagem pelo sol, diferencial entre lados opostos da construção. Existência de fontes de calor localizadas.
	Rebaixamento do lençol freático.	Fissuras inclinadas a partir dos pontos onde há concentração de tensões. Abertura brusca das fissuras	
Outros	Falta de juntas.	Fissuras verticais entre partes de uma construção.	Ocorrem quando não se prevêm juntas de recalques entre construções executadas em etapas diferentes.
	Vibrações.	Idem às manifestações por consolidação.	Ocorrem em locais sujeitos à vibrações excessivas (tráfego pesado, ferrovia).
	Empuxo devido à massa de raízes.	Idem.	Empuxo devido à expansão da massa de raízes.

6.4.2 FISSURAS DEVIDAS A MOVIMENTOS DE ORIGEM TÉRMICA

Além das fissuras intrínsecas às paredes resistêntes devidas a movimentos de origem térmica (5.8.2) ocorrem também no edifício fissuras com características próprias ocasionadas por deformações diferenciais entre elementos laminares com aquela mesma origem.

As fissuras de origem térmica, apesar de não comprometerem a segurança, assumem grande importância na construção de edifícios porque: As deformações que as causam são inevitáveis (ver 5.4.4); as fissuras são de difícil reparo, pelo seu caráter cíclico e variável e, normalmente comprometem alguma exigência essencial (por exemplo, uma exigência psicológica - o temor pela segurança ou de habitabilidade - sanidade).

As fissuras mais comuns em paredes resistentes, ocasionadas por deformações diferenciais entre elementos laminares, são as devidas à deformação (restringida pelas paredes) da laje de cobertura e a do envelope exterior (enquanto o "miolo" permanece indeformado).

As primeiras estão ilustradas na Figuras 61a e 61b {[187]}. No ítem 6.3.2 foram sugeridas juntas de movimentação que procuram evitar este tipo de fissura. Nas figuras 61c e 61d {[52]} estão representadas as fissuras do segundo tipo. As paredes exteriores estão sujeitas a um gradiente de temperaturas por insolação direta, a que as paredes e lajes internas não estão. Há então, uma tendência do conjunto de paredes exteriores de deformar se enquanto que a ossatura interna permanece estável. Esta deformação diferenciada pode provocar fissuras como as descritas. A probabilidade maior de ocorrência deste tipo de fissura existe quando as fachadas do edifício são pintadas com cores escuras, o que pode aumentar a temperatura superficial exterior de até 100% em relação a uma parede branca {[50] e [52]}.

6.4.3 FISSURAS COM ORIGEM EM DESLOCAMENTOS ESTRUTURAIS

As deformações são aquelas ocasionadas por cargas de serviço permanentes ou variáveis. Dado às características de

massividade e rigidez do edifício não são muito comuns na alvenaria estrutural. Além disso, fissuras originadas só por deformação instantânea e/ou lenta das paredes resistentes, sem consideração de outras causas, são de difícil diagnóstico.

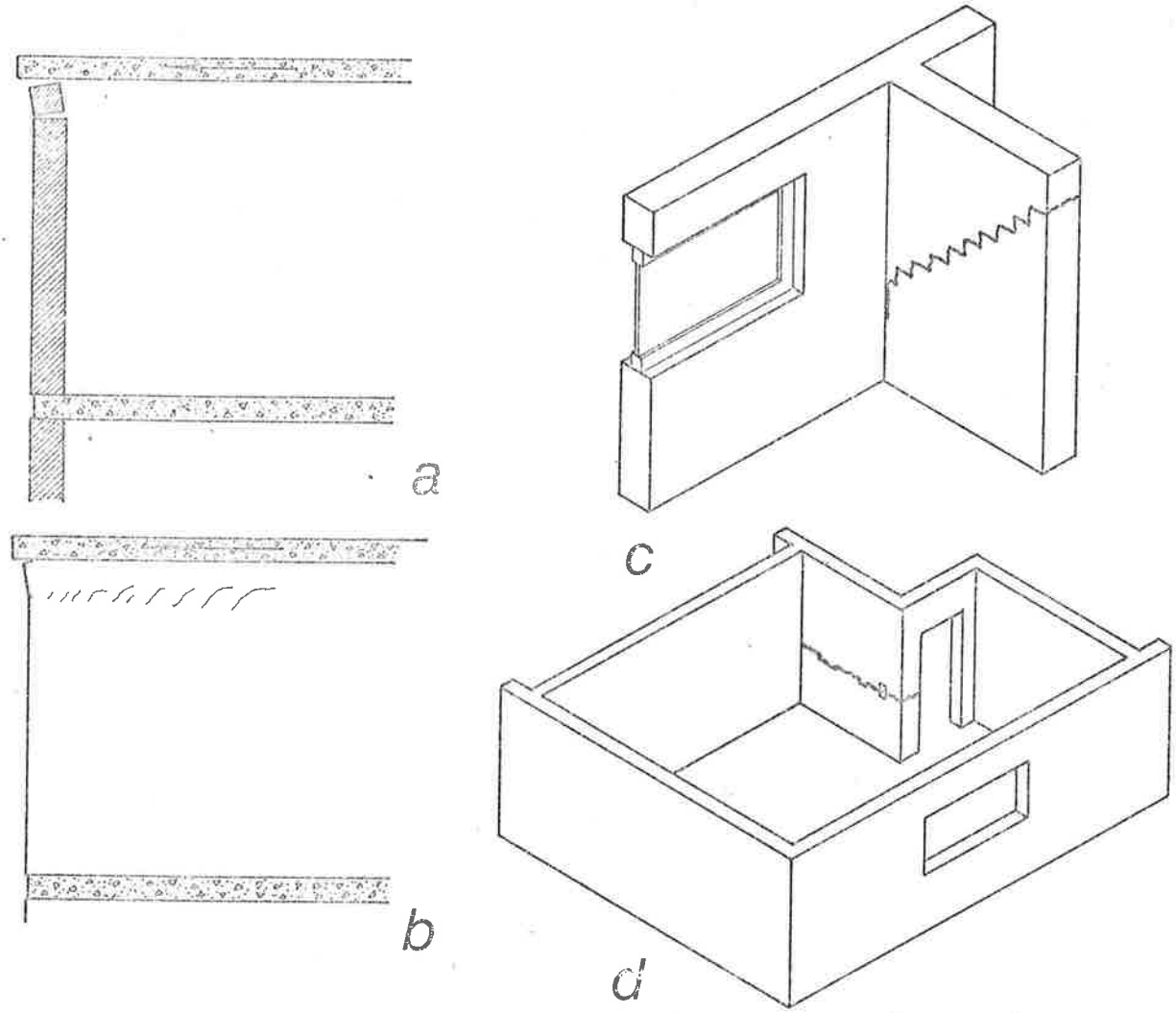


Figura 61 - Fissuras devidas a movimentos de origem térmica. a) Por dilatação da laje de cobertura, nas paredes perpendiculares ao sentido da deformação; b) Idem, nas paredes paralelas; c) Por deformação da estrutura como um todo, nas paredes ortogonais às paredes exteriores; d)Idem nas paredes internas.

As que têm uma probabilidade maior de ocorrer são: i) Fissuras originadas por uma deflexão excessiva das lajes. Dependendo das condições de apoio, a rotação conjunta da laje, da parede suporte e da parede apoiada pode provocar fissuras localizadas por tração na flexão e por esmagamento {[11], [123], [176]}. A

adoção de cintas de transferências de cargas, segundo DIN- 1053 {107} procura evitar este tipo de trinca; ii) Fissuras por deformação excessiva da laje suporte. Não é comum na alvenaria estrutural (apesar de o ser em paredes de vedação de alvenaria) porque neste sistema construtivo tem-se geralmente paredes sobre paredes e portanto, a laje nos apoios não têm liberdade de deslocamento. O pesquisador belga Pfeffermann desenvolveu pesquisas extensas sobre este tipo de fissuras {52 e 63}; iii) Fissuras por deformação excessiva da verga. Pode ocorrer com vergas mal dimensionadas ou mal construídas. As fissuras são em arco acompanhando as juntas de argamassa.

6.4.4 PENETRAÇÃO DE UMIDADE PELAS PAREDES EXTERIORES

6.4.4.1 MECANISMO DA PENETRAÇÃO DE ÁGUA DE CHUVA

Como foi destacado no ítem 5.5.4, a penetração de água de chuva pelas paredes exteriores ocorre fundamentalmente pelas fissuras nas juntas de argamassa. Afirmações de outros pesquisadores, além dos citados, corrobora a afirmação.

De Newman & Whiteside {188}"Tem sido confirmado que a percolação tem lugar primariamente através de fissuras nas interfaces bloco-argamassa. Estas fissuras têm uma variação na abertura de 0 a 1 mm." Ou de Grimm & Houston {115} "Seguramente a penetração de água não se dá pelos poros do tijolo ou da argamassa, mas pelas fissuras existentes." Ou ainda, como está descrito no código canadense de alvenaria (citado em {184}) "A água de chuva pode penetrar na alvenaria de diversas maneiras através da perda de aderência na interface ou de fissuras de retração na argamassa ou nos blocos. É também reconhecido que sob certas condições - chuvas com vento de grande intensidade e por períodos prolongados, podem ocorrer a penetração por alguns blocos e argamassas."

Além da existência de fissuras é necessário para que a água percole para o interior, da existência de um diferencial de pressão, do exterior (maior pressão) para o interior. Newman & Whiteside {188} afirmam que "na prática, em primeiro lugar, é necessário o vento para a penetração de água na

parede."

A penetração de água é ainda facilitada em alvenaria à vista (aparente) pelo frisamento inadequado (por exemplo, por arrancamento ou faceando o bloco, ou de formato quadrado) da junta de argamassa {[56] e [76]}.

Em resumo - a penetração de água ocorre quando se tem: água; vento e fissuras. Em paredes maciças de alvenaria estrutural aparentes e fissuradas, é praticamente impossível evitar a percolação de água.

É ilustrativa a afirmação de Randall & Panarese {[184]}: "Ao escolher este tipo de construção (paredes maciças de alvenaria) o projetista e o construtor devem aceitar a possibilidade e as consequências de alguma percolação de água, ou então eles devem ter muito cuidado em selecionar os materiais e fiscalizar a construção. Embora a execução seja o fator mais importante, não é justo considerar o pedreiro culpado pela percolação, devido a uma má execução. O proprietário, o arquiteto e o construtor partilham a responsabilidade porque eles escolheram o tipo de execução." Estes conceitos são considerados muito ilustrativos porque refletem uma realidade no Brasil (a culpa é sempre da mão de obra mal qualificada e não do projeto inadequado).

6.4.4.2 AS CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO

Ao se admitir que algum nível de fissuração nas paredes de alvenaria virá a ocorrer, pode-se reduzir significativamente a probabilidade de percolação de água escolhendo o tipo e a espessura das paredes exteriores (por exemplo da Tabela 27) de acordo com as condições de exposição.

Como foi destacado no ítem 5.5.4, na Inglaterra {[56]}, nos Estados Unidos e no Canadá {[159]} emprega-se, como referência, um guia de índices pluviométricos (DRI) para classificar as condições de exposição a que estarão submetidas as paredes em três níveis: severa, moderada e protegida.

O DRI de um local é determinado pela relação:

$$DRI = \frac{p.v}{1000} \text{ em } m^2/s, \text{ onde} \qquad (6.1)$$

p = precipitação média em mm (anual)

v = velocidade média de vento durante a chuva em m/s (anual)

O código CP-121 {56} define as condições em: i) Severa - DRI maior ou igual a 7 ou DRI maior ou igual a 5 em regiões distantes menos de 8 km do mar ou de grandes estuários; ii) Moderada - DRI entre 3 e 7 ou DRI menor que 5 nas regiões distantes menos de 8 km do mar ou de grandes estuários: iii) Protegida - DRI menor ou igual a 3.

Nos Estados Unidos e Canadá a classificação é diferente. Depende, além do DRI, da parte da parede (canto ou o restante) e de estar protegida ou não. Grimm {159} define como canto a parte da parede que dista das arestas externas até 1/10 da altura ou (o que for maior) do comprimento da parede e estar protegida quando a parede está sob a proteção ou, de um edifício de altura (acima do topo da parede) superior a 120% da distância entre eles, ou de uma marquise de largura pelo menos 85% da altura da parede. Na Tabela 43 descreve-se esta classificação.

TABELA 43 - Condições de Exposição de Paredes à Chuva (com vento).

DRI (m /s)	Parede Protegida		Parede Não Protegida	
	Canto	Restante	Canto	Restante
0 - 1,5	Protegida	Protegida	Severa	Moderada
1,5 - 3,0	Moderada	Protegida	Severa	Moderada
3,0 - 5,0	Severa	Moderada	Severa	Severa
Mais de 5,0	Severa	Severa	Severa	Severa

6.4.4.3 EFEITOS DELETÉRIOS DA PENETRAÇÃO DE UMIDADE

Como principal consequência das fissuras em paredes exteriores não protegidas, tem-se a penetração de umidade no interior do edifício. Os efeitos prejudiciais desta umidade podem ser:

i) Desenvolvimento de fungos (bolor, mofo) e como consequência principal - insalubridade (também tem efeito negativo em todos os outros);

ii) Comprometimento da durabilidade dos materiais constituintes da parede (principalmente da argamassa);

iii) Aumento da umidade relativa do ar internamente - prejuízo do conforto higrotérmico;

iv) Destruição de revestimentos (descolamento) internos, de objetos (móveis, cortinas) e de esquadrias (de aço e madeira)

V) Outros - prejuízo das exigências psicológicas; da segurança de utilização.

Ou seja, a umidade que percola pelas fissuras compromete fortemente a habitabilidade e a durabilidade dos edifícios. Os custos de recuperação e manutenção são levados {[8]}. Os prejuízos são incalculáveis.

7. CONCLUSÕES

O extensivo e crescente emprego da alvenaria estrutural na construção de edifícios habitacionais em todo o mundo é uma realidade indiscutível {1, 9, 11, 123} . A alvenária, o material mais antigo e sempre o mais utilizado pelo ser humano para a construção de sua moradia foi tardiamente adotada na construção da moradia do Século XX: o edifício de desenvolvimento vertical. No entanto, a partir do momento em que seu uso foi viabilizado pelo suíço Haller na década de 50 {11} a alvenaria tem apresentado uma tendência de assumir a liderança também na construção daqueles edifícios, pelo menos nos de média altura (até 15 m).

As razões que justificam esta tendência são as mesmas que fizeram com que o emprego deste material fosse por milênios quase que absoluto: i) Disponibilidade e baixo custo das matérias primas e facilidade de fabricação dos componentes essenciais; ii) Tecnologia de uso simplificada; iii) Resistência e durabilidade. Os engenheiros nestes últimos 30 anos contribuíram apenas com idéias e fatos para a comprovação fundamental de que os edifícios de grande altura construídos com alvenaria venham a apresentar a segurança estrutural exigida. Isto conseguido, a opção pela alvenaria passa a ser natural, pois a grande justificativa se resume em vantagens econômicas incomparáveis.

O autor acredita que a alvenaria estrutural no Brasil ainda não tem a disseminação de uso que seria de se esperar porque as razões acima não são integralmente compreendidas e aceitas.

Com o trabalho procurou-se, então, contribuir para uma melhor compreensão daqueles aspectos e com isto evidenciar as vantagens econômicas deste processo construtivo. Procurou-se mostrar que:- A concepção estrutural é simples e intuitiva; a segurança estrutural dos edifícios correntes situa-se entre os limites aceitos no país; o processo conduz a edifícios competentes e duráveis (desde que se respeite, é lógico, a tecnologia apropriada); a tecnologia do processo é simples, de fácil absorção pelos profissionais envolvidos, integralmente racional e independe totalmente de equipamentos e ferramental complexos e de alto custo e de

investimentos iniciais para a sua implantação; as matérias primas são as que existem mais abundantemente, possuem o mais baixo custo de aquisição ao serem transformadas e permitem uma menor quantidade de energia a ser incorporada ao edifício - argila, areia e calcário.

Se por um lado o autor espera ter contribuído para a ampliação dos conhecimentos disponíveis, acredita ter também evidenciado que para a plena utilização do processo no Brasil muito ainda tem de ser feito. Isto deve ser entendido como o desenvolvimento natural do processo após a sua implantação incipiente.

Para o pleno desenvolvimento da alvenaria estrutural, três aspectos são fundamentais:-

i) Estabelecimento a nível nacional de uma política de aceitação de processos construtivos inovadores, fundamentada na análise do desempenho em utilização dos edifícios habitacionais construídos com estes processos. Por exemplo, é evidente que o desempenho, segundo critérios de habitabilidade, de um edifício com paredes maciças de concreto com espessura de 7 cm é bastante diverso daquele desempenho de um que utiliza paredes de alvenaria de 20 cm. No entanto, estes dois edifícios são hoje comparados nestes termos: " - Qual o de menor custo ? - Este é então o melhor!". Com a fixação de requisitos mínimos de desempenho, (através daquela política de aceitação) a alvenaria estrutural, seguramente, se destacará como o processo mais econômico, mais vantajoso e mais adequado às condições brasileiras quando comparado com qualquer outro processo inovador. Levando-se em conta que, ao ser comparado com a alvenaria estrutural armada e com o processo tradicional de estrutura de concreto armado (Capítulo 2), a alvenaria estrutural não armada apresenta importantes vantagens, pode-se, então, inferir os seus méritos e as condições que ela possui de atender às críticas necessidades habitacionais do país;

ii) Pesquisas tecnológicas em diversos níveis que transmudem e racionalizem realmente o processo construtivo e seu projeto, que

no Brasil, incoerentemente, são ainda empíricos e irracionais, por não se fundamentarem exatamente nestas pesquisas. Como exemplos do empirismo atual, pode-se citar: não foram até hoje determinadas as características das argamassas a serem empregadas (ver Capítulo 4); Não se conhece o desempenho estrutural das paredes resistentes construídas com os blocos aqui fabricados (Capítulo 5); Não está determinada a metodologia de controle de qualidade, aplicável a todas as fases do processo, controle este que é essência da alvenaria estrutural (Capítulos 3 a 6); Não se está atuando com vista a eliminar (ou reduzir a níveis aceitáveis) os problemas patológicos, que não são inerentes ao processo mas sim, ao emprego de tecnologia deficiente,

iii) Ruptura do Círculo Vicioso: pouco consumo - poucas indústrias produtoras de bloco. É irreal esperar-se uma ágil ação institucional que rompa este círculo vicioso. A ruptura ocorrerá naturalmente com a consecução dos ítens i e ii e com um trabalho de divulgação e de conscientização do meio técnico.

Para suprir as deficiências e indefinições acima descritas, que atrasam e dificultam o pleno desenvolvimento da Alvenaria Estrutural, está se atuando, no momento (1984), nos seguintes estágios:

i) O Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT-SP) contratado pelo Banco Nacional de Habitação (BNH) tem dado andamento ao projeto de se estabelecer uma política de aceitação de processos construtivos inovadores. O projeto não se encontra ainda em fase operativa por redução do fluxo de investimentos previstos inicialmente;

ii) No Laboratório de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, está se implantando uma linha de pesquisa sobre a Alvenaria Estrutural que procurará desenvolver os múltiplos aspectos tecnológicos a ela relacionados. Algumas pesquisas já estão em andamento (argamassas, desempenho estrutural, etc.) e outras em elaboração. É evidente que para terem efetividade e, realmente contribuírem para a solução de alguns dos múltiplos proble -

mas que afetam a construção habitacional no Brasil, estas pesquisas precisam ser desejadas e amparadas pelas instituições envolvidas nesta atividade;

iii) No Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica está se iniciando um trabalho de divulgação da Alvenaria Estrutural e de conscientização dos profissionais envolvidos na construção habitacional.

Em conclusão, o autor acredita que a Alvenaria Estrutural possui todas as condições de assumir um papel preponderante e de indiscutível importância na construção civil no Brasil em curto espaço de tempo. E, para que isto ocorra, tem procurado contribuir, de diversas maneiras, sendo o presente trabalho uma destas contribuições.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 CURTIN, W.G. et alli. *Structural Masonry Designers Manual.* Londres, Granada Publishing Limited, 1982.

2 SUTHERLAND, J. *Conception Structurale des Immeubles en Maçonnerie.* In: Structures en Maçonnerie. Paris, Comité Mixte International sur la Conception et L'Etude des Immeubles de Grande Hauter, 1973. v.27,p.41-63.

3 SCHNEIDER, R.R. & DICKEY, W.L. *Reinforced Masonry Design.* Englewood Cliffs, USA, Prentice-Hall, 1980.

4 PINTO, C.A.P. & ALVARENGA, F.J.V. *Construção de Conjuntos Habitacionais.* São Paulo, Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia, 1979. Apostila.

5 SABBATINI, F.H. *Relatório Interno de Pesquisa subvencionada pela FAPESP.* 1980. Não publicado.

6 CURY, F.J. *Visão Histórica Nacional e Internacional.* São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto, 1977. Colóquio sobre Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto.

7 A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. *Amplia-se Mercado dos Blocos de Alvenaria.* São Paulo, n.1612,p.8-14, 1979.

8 SABBATINI, F.H. *A Retração na Secagem da Alvenaria Estrutural de Blocos Sílico-Calcários.* São Paulo, 1980. Não publicado (Seminário do Curso de Pós Graduação em Engenharia de Construção Civil).

9 MIKLUCHIM, P.T. *Conception Générale et Aspects Architectureaux des Immeubles en Maçonnerie.* In: Structures en Maçonnerie. Paris, Comité Mixte International sur la Conception et L'Etude des Immeubles de Grande Hauteur, 1973. v.27,p.3-19.

10 DIKKERS, R.D. *Rapport de Synthèse.* In: Structures en Maçonnerie. Paris, Comité Mixte International sur la Conception et L'Etude des Immeubles de Grande Hauteur, 1973. v.27,p.65-72.

11 SAHLIN, Sven. *Structural Masonry.* Englewood Cliffs, USA, Prentice-Hall, 1971.

12 YORKDALE, A.H. *A Perspective View: Brick Masonry Construction in the U.S.A.* In: Earthquake Resistant Masonry Construction: National Workshop. Washington, National Bureau of Standards, 1977. NBS Building Science Series 106. p.9-16.

13 STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE (SCPI). *Recommended Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry.* MacLean, USA, SCPI, 1966.

14 HANSON, G.C. *Park Mayfair East.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1967. p.400-5.

15 JOHNSON, F.B. comp. *Designing Engineering and Constructing with Masonry Products.* Houston, Gulf, 1969.

16 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.811-28, 1981.

17 BESSEY, G.E. *Hydrated Calcium Silicate Products other than Hydrate Cements.* In: Taylor, H.F.W., The Chemistry of Cements. London, Academic Press, 1964. v.2,p.101-34.

18 KLEIN, A. *Multi-Storey Flat Buildings in Calcium Silicate Bricks and Blocks, and the Testing of Wall Panels and of Bricks, Blocks and Mortar for Calculated Masonry.* In:Auto

claved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.239-51.

19 BESSEY, G.E. *The History and Present Day Development of the Autoclaved Calcium Silicate Building Products Industries.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p. 3-6.

20 PIEPER, K. & HAGE, D. *Deformation Properties of Brickwork.* In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.144-48.

21 FERREIRA, Aurélio Buarque de Holanda. *Novo Dicionário da Língua Portuguesa.* Rio de Janeiro, Nova Fronteira, 1975.

22 CUNHA, A.G. *Dicionário Etimológico Nova Fronteira da Língua Portuguesa.* Rio de Janeiro, Nova Fronteira, 1982.

23 SCHNEIDER, K.H. et alii. *KS-Mauerwerk - Konstruktion und Statik.* (Alvenaria Sílico-Calcária - Construção e Estática). Tradução parcial de Vasconcelos, A.C. (Exemplos Numéricos Típicos de Cálculo de Alvenaria Auto Portante com Blocos Sílicos-Calcários). São Paulo, Instituto de Engenharia de São Paulo, 1976.

24 PRODUTOS E TÉCNICAS. *Novos Debates Estimulam Uso da Alvenaria Estrutural.* São Paulo, Pini, 1977,

25 A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. *Importância dos Blocos para Baratear o Custo da Construção.* São Paulo, n.1662,p.12-25, 1979.

26 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Specification for Calcium Silicate (Sandlime and Flintlime) Bricks.* London, 1978. BS-187.

27 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Kalksandsteine Vollsteine, Lochsteine und Hohlblocksteine.* Berlin, 1980. DIN-106, Teil 1 e 2.

28 KINGERY, W.D. *Introduction to Ceramics.* New York, John Wiley & Sons, 1960.

29 ROBERT, Siegfried. *Silikatbeton.* Berlin, VEB-Verlag für Bauwesen, 1970.

30 BESSEY, G.E. *Calcium Silicate Bricks.* Garston, UK, Building Research Station, 1974. Overseas Building Notes n.154.

31 GOMES, H.C.M. *Uma Indústria Nova - O Silico-Calcáreo.* Revista Polytechnica. São Paulo, 5 (26):81-7,1909.

32 VOROBYEV, V.A. *Building Materials.* Moscou, Higher School Publishing House, 1965.

33 TAYLOR, H.F. *A Review of Autoclaved Calcium Silicates.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967.p.195-205.

34 KALOUSEK, G.L. *Tobermorite and Related Phases in the System $CaO-SiO_2 - H_2O$.* Proceedings of the American Concrete Institute, 51 (6):989-1011,1955.

35 OHNEMULLER, W. *Requirements for Lime Used in Calcium Silicate Brick Manufacture.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.7-10.

36 FIRST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON AUTOCLAVED CALCIUM SILICATE BUILDING PRODUCTS. LONDON, 1965. *Proceedings.* London, Society of Chemical Industry, 1967.

37 SECOND INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON AUTOCLAVED CALCIUM SILIC

ATE BUILDING MATERIALS, HANNOVER, 1967. *Proceedings.* Hannover, Bundesverband Kalksandsteinindustrie, 1969.

38 THIRD INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON AUTOCLAVED CALCIUM SILICATE BUILDING PRODUCTS, UTRECHT, 1973. *Proceedings.* Utrecht, Stichting Research Centrum Kalksandsteinindustrie, 1973.

39 GUNDLACH, H. *Kaolin Sandstone as a Raw Material for Autoclaved Calcium Silicate Building Materials.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.34-7.

40 BESSEY, G.E. & PURTON, M.J. *The Effect of Grading of the Aggregate Upon the Strength of Calcium Silicate Bricks or Blocks.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.18-23.

41 QUINCKE, J.E. *Broadening the Particle Size Range of Natural Sands for Calcium Silicate Brick Manufacture.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.11-7.

42 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Análise Química de Cal Virgem e Cal Hidratada.* Rio de Janeiro, 1967. MB-342.

43 QUINCKE, J.E. *A Study of the Mixing Process in the Calcium Silicate Brick Industry.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.38-53.

44 KALKSANDSTEIN-INFORMATTON. *Kalksandsteine für den Mauerwerksbau.* In: Mauerwerk-Kalender 1979. Berlin, Verlag von Wilhelmernst & Sohn, 1979. p.769-89.

45 EVERETT, A. *Materials.* 2.ed. London, B.T. Batsford, 1978.

46 RAGSDALE, L.A. & RAYNHAM, E.A. *Building Materials Technology.* 2.ed. London, Edward Arnold, 1972.

47 KALOUSEK, G.L. *Fundamental Factors in the Drying Shrinkage of Concrete Block.* Proceedings of the American Concrete Institute, 51 (11):233-49, 1954.

48 HELMUTH, R.A. & TURK, H. *The Reversible and Irreversible Drying Shrinkage of Hardened Portland Cement and Tricalcium Silicate Pastes.* Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Chicago, 9(2):8-21, 1967.

49 NOORLANDER, A. *Reducing the Shrinkage of Calcium Silicate Bricks.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1969.p. 152-54.

50 PYLE, M.A. *The Properties and Behaviour of Calcium Silicate Bricks in Buildings and the Design of Structures Using them in United Kingdom.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.220-29.

51 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Specification for Calcium Silicate Face Brick (Sand-Lime Brick).* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM C-73. v.16,p.63-4.

52 PFEFFERMANN, O. *Les Fissures dans les Constructions Conséquence de Phénomènes Physiques Naturels.* Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Bruxelles, 21(250):1453-82,Out.1968.

53 TAYLOR, H.F.W. *Hydrothermal Reactions in the System $CaO-S_iO_2-H_2O$ and the Steam Curing of Cement and Cement Silica Products.* In: Proc. Fourth International Symposium on Chemistry of Cement. Washington, National Bureau of Standards, 1962. v.1,p.167-203.

54 NOORLANDER, A. *Shrinkage and Expansion of Calcium Silicate Bricks.* In: Proceedings of the 2nd International Symposium on Autoclaved Calcium Silicate Building Materials. Hannover, Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.v., 1969.

55 RENSBURG, J.J.J. et alii. *Factors Influencing the Bond Strength between Calcium Silicate Bricks and Mortar.* Pretoria, Council for Scientific and Industrial Research, 1978. CSIR RESEARCH REPORT 340.

56 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Code of Practice for Walling: Part 1. Brick and Block Masonry.* London, 1973. CP-121: Part 1.

57 WHITELEY, P. et alii. *Porosity of Building Materials-A Collection of Published Results.* Garston, UK, Building Research Establishment, 1977. Current Papers - CP-121/77.

58 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Calcium Silicate (Sand-Lime, Flint Lime) Brickwork.* London, HMSO, 1973, Digest 157.

59 BESSEY, G.E. *Sand-Lime and Concrete Bricks.* London, HMSO-Building Research Station, 1946. National Building Studies, Bulletin nº 4.

60 McMURDIE, H.F. *Results of Freezing and Thawing Tests on Sand-Lime Brick.* Rock Products, 34(12):53-8, jun. 1931.

61 McBURNEY, J.W. & EBERLE, A.R. *Strength, Water Absorption and Resistence to Freezing and Thawing of Sand-Lime Brick.* Journal of Research of the National Bureau of Standards, v.20, p.67-76, jan.1938.

62 BESSEY, G.E. & HARRISON, W.H. *Some Results of Expoxure Tests on Durability of Calcium Silicate Bricks.* Garston, UK, Building Research Station, 1970. Current Papers-24/70.

63 OPPERMANN, H.U. *Resistence to Chemical Action by Calcium Silicate Bricks.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.155-62.

64 HILSDORF, Hubert. *Les Matériaux de Maçonnerie et leurs Proprietés Physiques.* In: Structures en Maçonnerie. Paris, Comité Mixte International sur la Conception et L'Etude des Immeubles de Grande Hauter, 1973. v.27,p.21-39.

65 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Calcium Silicate Bricks with Modular Dimensions.* London, 1978.DD 59.

66 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Specification for Clay Bricks and Blocks.* London, 1974. BS-3921.

67 MOTTEU, H. *L'Etude des Maçonneries Portantes.* Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction, 1966. Compte Rendu de Recherche nº 4.

68 BUTTERWORTH, B. et alii . *Developemnt of the Fired-Earth Brick, Part III. Bricks and Brickwork in Germany.* Transaction of British Ceramic Society. Stoke-on-Trent, v.56,p.529-52,1957.

69 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Methods of Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile.* In: Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1982 ASTM C67. v.16,p.53-62.

70 THOMAS, K. & O'LEARY, D.C. *Tensile Strength Tests on Two Types of Brick.* In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.31-7.

71 BROWN, R.H. *Prediction of Brick Masonry Prism Strength from Reduced Constraint Brick Tests.* In: Masonry: Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975. STP 589. p.171-94.

72 WATSTEIN, D. *Relation of Unrestrained Compressive Strength of Brick to Strength of Masonry.* Journal of Materials. Philadelphia, 6(2):304-19, 1971.

73 SELF, M.W. *Structural Properties of Load-Bearing Concrete Masonry.* In: Masonry: Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975. STP-569. p.233-54.

74 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Drying Shrinkage of Concrete Block.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982, ASTM C426. v.16, p.289-95.

75 CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. *Fissuration des Maçonneries.* Bruxelles, 1970. Note d'Information Technique-65.

76 PATTON, W.J. *Construction Materials.* Englewood Cliffs, USA, Prentice-Hall, 1976.

77 GRIMM, C.T. *Quality Control of Brick Masonry Construction in the USA.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.337-42.

78 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Material Refratário. Determinação da Massa Específica Real.* Rio de Janeiro, 1978. MB-68.

79 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Bloco Cerâmico Portante para Alvenaria. Determinação da Área Líquida.* Projeto 2:02.14-062, 1982.

80 PLUMMER, H.C. *Brick and Tile Engineering.* 2.ed. McLean,USA, Brick Institute of America, 1962.

81 DAVISON, J.I. *Masonry Mortar.* Ottawa, National Research Council of Canada, 1974. Canadian Building Digest-163.

82 ANDREWS, H. *Mortar for Brickwork, Block Construction and Masonry.* London,HMSO-Building Research Station, 1950. National Building Studies, Bulletin-8.

83 ISBERNER, A.W. *Properties of Masonry Cement Mortars.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.42-50.

84 ISBERNER, A.W. *Masonry Mortars - A Progress Report.* Stokie,USA, Portland Cement Association, 1964.

85 BOMBLED, J.P. & KALVENES, O. *Comportment Rhéologique des Pâtes, Mortiers et Bétons: Mesure, Évolution, Influence de Certains Paramètres.* Revue des Materiaux de Construction et de Travaux Publics: Ciments et Bétons. Paris, n.617,fev.1967.

86 COMMISSION RILEM/CIB.- MORTIERS ET ENDUITS. *Rapport d'Activité.* Bulletin Rilem, Paris,n.30,p.35-55,mar. 1966.

87 ROSELLO, M.T.V. *Morteros de Cemento para Albañileria.* Madrid, Instituto Eduardo Torroja, 1976. Monografia 337.

88 SHALON, R. & SOROKA, I *Consistency of Cement-Lime Mortars.* Materials, Research & Standards, Philadelphia, 4(9):465-71, set.1964.

89 DAVISON, J.I. *Loss of Moisture from Fresh Mortars to Bricks.* Materials, Research & Standards, Philadelphia, 1(5):385-88,maio.1961.

90 HEDSTROM, R.O. et alii . *Influence of Mortar and Block Properties on Shrinkage Cracking of Masonry Walls.* Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Chicago, 10(1):34-51,jan.1968.

91 BUILDING RESEARCH STATION. *Mortars for Jointing.* London, HMSO,1965. Digest-58 (2nd.Series).

92 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Estimation of Thermal and Moisture Movements and Stresses: Part 2.* London, HMSO, 1979. Digest-228.

93 JOISEL, Albert. *Fisuras y Grietas en Morteros y Hormigones.* 4.ed. Barcelona, Editores Técnicos Asociados, 1975. Original francês.

94 JOHNSON, H.V. *Cement-Lime Mortars.* Technologic Papers of the Bureau of Standards. Washington, 20(308): 241-73,1926.

95 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *British Standards Specification for Sands for Mortar for Plain and Reinforced Brickwork, Blockwalling and Masonry.* London, 1976. BS-1200.

96 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM C-144. v.16,p.123-4.

97 SABBATINI, F.H. *Argamassas.* Notas de Aula da Disciplina Materiais de Construção Civil. São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, 1981.

98 GILLARD, R. & LEE, H.N. *Testing of Building Mortars using the New British Standard Methods.* In: The Reaction Parameters of Lime. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1970. STP 472. p.82-116.

99 WALKER JR, D.D. *Accelerated Curing of Lime-Cement Mortars.* In: Masonry: Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975. STP 589. p.96-106.

100 LAMANA, A.; DELFIN, F. & BULLEMORE, M. *Adherencia Entre Mortero y Bloques de Hormigon: Influencia de Diferentes Variables.* Revista del IDIEM, 9(2):79-102, set.1970.

101 ANDEREGG, F.O. *The Effect of Brick Absorption Characteristics upon Mortar Properties.* Proceedings of the American Society for Testing and Materials, v. 42,p.821-36,1942.

102 MINNICK, L.J. *Effect of Lime on Characteristics of Mortar in Masonry Construction.* American Ceramic Society Bulletin, 38(5):239-45,1959.

103 KALKSANDSTEIN-INFORMATION. *Kalksandsteine - Technische Informationen.* Hannover, 1972.

104 AMRHEIN, J.E. *Reinforced Masonry Engineering Hand-Book. Clay and Concrete Masonry.* 3.ed. Los Angeles, Masonry Institute of American, 1978.

105 A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. *IPT Diz Como Está a Qualidade do Produto.* São Paulo, n.1492, p.11-12, 1976.

106 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cal Hidratada para Argamassas.* Rio de Janeiro, 1972. EB.153.

107 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Mauerwerk, Berechnung und Ausführung.* Berlin, 1974. DIN 1053.

108 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Specification for Mortar for Unit Masonry.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM C270. v.16,p.167-71.

109 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Methods of Testing Mortars, Screeds and Plasters.* London, 1980. BS 4551.

110 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Prüfung von Mörteln mit Mineralischen Bindemitteln..* Berlin, 1982. DIN 18555 (teil: 1;2 e 3).

111 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Specification for Masonry Cement.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM C-91. v.13, p.71-6.

112 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Method for Preconstruction and Construction Evaluation of Mortars for Plain and Reinforced Unit Masonry.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia,1982. ASTM C-780. v.16.

113 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Code of Practice for Structural Use of Masonry. Part 1. Unreinforced Masonry.* London, 1978. BS-5628:Part 1.

114 PALMER, L.A. & PARSONS, D.A. *A Study of their Properties of Mortar and Bricks and Their Relation to Bond.* Bureau of Standards Journal of Research. Washington, v-12,p.609-44,1934.

115 GRIMM, C.T. & HOUSTON, J.T. *Structural Significance of Brick Water Absorption.* In: Masonry Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975. STP589. p.272-89.

116 YORKDALE, A.H. *Initial Rate of Absorption and Mortar Bond.* In: Masonry: Materials, Properties and Performance. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1982. SPT-778. p.91-8.

117 GRIMM, C.T. *Strength and Related Properties of Brick Masonry.* Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York, v.101,p.217-32,jan.1975.

118 NATIONAL BUILDING RESEARCH INSTITUTE. *Bond Failure between Calcium Silicate Bricks and Mortar and Preventive Measures.* Pretoria, 1978. NBRI X/BOU 2-42.

119 GROSS, J.G. et alii. *Recommended Practice for Engineered Brick Masonry.* McLean, USA, Brick Institute of America, 1980.

120 FISHBURN, C.C. *Effect of Mortar Properties on Strength of Masonry.* Washington, National Bureau of Standards, 1961. NBS Monograph-36.

121 RITCHIE, T. & DAVISON, J.I. *Factors Affecting Resistance to Moisture Penetration and Strength of Bond of Brick Masonry.* Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1962. STP-320.

122 HALLER, P. *Load Capacity of Brick Masonry.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.129-49.

123 HENDRY, A.W. *Structural Brickwork.* London, The MacMillan Press, 1981.

124 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM C-952. v.18,p.718-29.

125 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM E-518. v.18,p.1160-4.

126 INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). *Ensaios de Ladrillos Arcillosos.* Revista Chilena de Racionalización. Santiago,n.18. INN-167of54. (antiga Inditecnor 30-54).

127 PAGE, A.W. *The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers. London,v.71,p.893-906,set.1981.

128 SABBATINI, F.H. *Relatório da Análise da Fissuração em Alvenaria de Bloco Sílico-Calcário.* Documento interno da CONSECTA Ltda., 1980. Não publicado.

129 SCHELLBACH, G. *The Influence of Perforation on the Load-Bearing Capacity of Hollow Brick Masonry Structures.* In: Proceedings of the 2nd International Brick

Masonry Conference. Stoke-on Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.50-5.

130 HILSDORF, H.K. *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.34-41.

131 PAGE, A.W. *Finite Element Model for Masonry.* Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York, v.104,p.1267-85,ago.1978.

132 FRANCIS, A.J. et alii. *The Effect of Joint Thickness and Other Factors on the Compressive Strength of Brickwork.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association,1971. p.31-7.

133 SAMARASINGHE, W. et alii. *A Finite Element Model for The In-Plane Behaviour of Brickwork.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers. London, v.73,p.171-8,mar.1982.

134 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Strength of Brickwork and Blockwork Walls: Design for Vertical Load.* London, HMSO, 1981. Digest 246.

135 THOMAS, F.G. *The Strength of Brick Masonry.* The Structural Engineer. London,v.31,p.35-46, 1953.

136 HOATH, S.B.A. et alii. *The Effect of Mortars on the Strength of Brickwork Cubes.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.113-8.

137 CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT. *Méthodes de Calcul des Murs - Étude Bibliografique.* Cahiers du CSTB. Paris, 68(571):1-15,1964.

138 CUTLER, J.F. ET ALII. *Development of the Canadian Building Code for Masonry.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.233-9.

139 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia,1980.. ASTM E-72. v.18, p.770-86.

140 SINHA, B.P. & HENDRY, A.W. *Racking Tests on Storey-Height Shear Wall Structures with Opening, Subject to Pre-Compression.* In: Designing Enginerring and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.192-9.

141 PIEPER, K. & TRAUTSCH, W. *Shear Tests on Walls.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.140-3.

142 WEINHOLD, J. & MEYER, H.G. *The Load-Bearing Characteristics of Reinforced Masonry Constructed from Sand-Lime Bricks.* In: Autoclaved Calcium Silicate Building Products. London, Society of Chemical Industry, 1967. p.209-15.

143 WEST, H.W.H. et alii . *The Resistance of Brickwork to Lateral Loading.* The Structural Engineer. London, 55(10):411-30,1977.56A(12):363-74,1978 (Discussion).

144 HASELTINE, B.A. et alii. *Design of Walls of Resist Lateral Loads.* The Structural Engineer. London, 55 (10):422-30,1977.

145 MIKLUCHIN, P.T. *Rheological Behaviour of Masonry Structures.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.68-73.

146 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Estimation of Thermal and Moisture Movements and Stresses: Part 1.* London, HMSO, 1979. Digest 227.

147 FATTAL, S.G. & CATTANEO, L.E. *Evaluation of Structural Properties of Masonry in Existing Buildings.* Washington, National Bureau of Standards, 1977. Building Science Series-62.

148 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methody for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM E-519-81. v.18,p.1165-71.

149 WARREN,D. & LENCZNER, D. *Measurement of the Creep Strain Distribution in an Axially Loaded Brickwork Wall.* In: Proceedings of the 2nd North American Masonry Conference. Maryland, The Masonry Society, 1982.

150 LENCZNER, D. *Creep in Model Brickwork.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf, 1969. p.58-67

151 SCHNEIDER, K.H. et alii. *KS-Mauerwerk. Konstruktion und Statik.* Hannover, Kaksandstein-Information,1975.

152 CLIFTON, J.R. et alii. *Dimensional Stability of Masonry Walls.* In: Masonry: Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975.STP589. p.42-75.

153 McBURNEY, J.W. *Cracking in Masonry Caused by Expansion of Mortar.* Proceedings American Society for Testing and Materials. Philadelphia, v.52,p.1228-58, 1952.

154 BESSEY, G.E. *Shrinkage and Expansion in Brickwork and Blockwork - Causes and Effects.* In: Proceedings of the 2nd International Symposium on Autoclaved Calcium Silicate Building Materials. Hannover, Bundesverband Kalksanstein Industrie e.v.,1969.

155 AGOPYAN, V. *Elementos de Vedação Vertical - Observações sobre Características que Afetam o Desempenho.* Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1978.

156 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Thermal Insulation in Buildings.* Tradução. (Wärmeschutz im Hochbau). Berlin, 1981. DIN-4109 (partes 1 a 5).

157 BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Sound Insulation and Noise Reduction.* London, 1972. CP-3 Chapter III.

158 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Noise Control in Buildings.* Tradução. (Schallschutz im Hochbau). Berlin, 1962. DIN-4109 (partes 1 a 5).

159 GRIMM, C.T. *A Driving Rain Index for Masonry Walls.* In: Masonry: Materials, Properties and Performance. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1982. SPT-778. p.171-7.

160 BUTTERWORTH, B. et alii. *Development of the Fired Earth Brick. Part I. Leading Principles.* Transactions of British Ceramic Society. Stoke-on-Trent, v.55,p.457-80,1956.

161 GRIMM.C.T. *Water Permeance of Masonry Walls: A Review of the Literature.* In: Masonry: Materials, Properties and Performance. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1982. STP778. p.178-99.

162 FOWLER, D.W. & GRIMM, C.T. *Effects of Sandblasting and Face Grouting on Water Permeance of Brick Masonry.* In: Masonry: Past and Present. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1975. STP589. p.255-71.

163 YOKEL, F.Y. & DIKKERS, R.D. *Strength of Load Bearing Masonry Walls.* Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York ,v.97,p.1593-609,maio 1971.

164 YOKEL, F.Y. et alii. *Strength of Masonry Walls under Compressive and Transverse Loads.* Washington, National Bureau of Standards, 1971. Building Science Series-34.

165 FATTAL, S.G. & CATTANEO, L.E. *Structural Performance of Masonry Walls under Compression and Flexure.* Washington, National Bureau of Standards, 1976. Building Science, Series-73.

166 MACCHI, G. *Safety Considerations for a Limit-State Design of Brick Masonry.* In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971. p.229-32.

167 WEST, H.W.H. et alii. *Experiments in the Use of the 9-in. Brickwork Cube for Site Control Testing.* Proceedings of the British Ceramic Society. Stoke-on Trent, v.11,p.135-42,1968.

168 INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. *Uniform Building Code.* Pasadena, ICBO, 1976.

169 SAMARASINGHE, W. et alii. *Behaviour of Brick Masonry Shear Walls.* The Structural Engineer. London, **59B**(3):42-8,1981.

170 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methods for Compressive Strength of Masonry Prisms.* In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1982. ASTM E-447. v.18,p.1081-4.

171 WEST, H.W.H. et alii. *Development of a Standard 9-in.-Cube Test for Brickwork.* Transactions of British Ceramic Society. Stoke-on-Trent, v.65,p.111-28,1956.

172 STEDHAM, M.E.C. *Quality Control for Load-Bearing Brickwork - 9-in.-Cube Tests. - Preliminary Results.* Transactions of British Ceramic Society, Stoke-on-Trent, **64**(1):1-10,1965.

173 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Repairing Brickwork.* London, HMSO, 1977. Digest 200.

174 CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. *Recommendations pour L'Execution des Maçonneries de Briques et de Blocs.* Bruxelles, 1972. Note d' information technique 95.

175 COPELAND, R.E. *Shrinkage and Temperature Stresses in Masonry.* Journal of the American Concrete Institute. Detroit, **28**(8):769-80,1957.

176 INSTITUTO EDUARDO TORROJA. *Obras de Fabrica.* Madrid, 1971. Prescripciones del I.E.T.-70.

177 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.278-94.

178 SCHUELLER, W. *High Rise Building Structures.* New York, John Wiley & Sons, 1977.

179 ASSUMPÇÃO, M. *Terremotos no Brasil.* Ciência Hoje. Rio de Janeiro,v.6,p.13-20,1983.

180 SUTHERLAND, R.J.M. *Design Engineer's Approach to Masonry Construction.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston,Gulf, 1969.p.375-87.

181 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios.* Rio de Janeiro, 1961. NB-5.

182 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Forças Devidas ao Vento em Edificações.* Rio de Janeiro, 1978. NB-599.

183 BRADSHAW, R.E & FORSTER, D. *Assessment of British Design Methods of Calculated Brickwork.* In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Houston, Gulf,1969. p.318-28.

184 RANDALL, F.A. & PANARESE, W.C. *Concrete Masonry Handbook.* 4.ed.Skokie, USA, Portland Cement Association, 1976.

185 MacLEOD, I.A. & ABU-EL-MAGD, S.A. *The Behaviour of Brick Walls under Conditions of Settlement.* The Structural Engineer. London, **58A**(9):279-86,1980. **60A**(5):166-9.1982. (Discussion).

186 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Soils and Foundations, Part 1.* London, HMSO,1973. Digest 63.

187 BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. *Cracking in Buildings.* London, HMSO, 1973. Digest 75.

188 NEWMAN, A.J. & WHITESIDE, D. *Water and Air Penetration Through Brick Walls. - A Theoretical and Experimental Study.* Transactions and Journal of British Ceramic Society. Stoke-on-Trent, **80**(17):27-36,1981.