

**DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA À
TRAÇÃO NA FLEXÃO EM PAREDES CONSTRUÍDAS COM
BLOCOS ENCAIXÁVEIS DE SOLO-CIMENTO**

João Batista Santos de Assis

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA
FLEXÃO EM PAREDES CONSTRUÍDAS COM BLOCOS ENCAIXÁVEIS
DE SOLO-CIMENTO"**

João Batista Santos de Assis

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Eduardo Chahud
DEES-UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG

Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho
UNESP

Prof. Dr. Humberto Ramos Roman
UFSC

Belo Horizonte, 06 de junho de 2008

“... dedico este trabalho, na sua totalidade, a DEUS, que me deu força e saúde para finalizá-lo, à minha esposa, Anadete, e aos meus filhos Jean, Ronald, Stéfano, e a minha neta Letícia, fonte de energia emocional durante toda esta luta”.

Para os meus pais *in memoriam*, e meus irmãos.

“A RECOMPENSA

Para cada esforço disciplinado há uma retribuição
múltipla”.

James C. Hunter

AGRADECIMENTOS

À Construtora Andrade Gutierrez S.A que acreditou na idéia inicial deste bloco e tem se empenhado no auxílio deste trabalho, até o momento.

Ao engenheiro Paulo Bernardo Torres Borges, da Construtora Andrade Gutierrez, que foi o grande responsável pelo incentivo e patrocínio para o desenvolvimento deste sistema construtivo.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG que permitiu e apoiou a execução deste trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Civil da PUC Minas que permitiu utilizar todos os seus laboratórios para que este trabalho fosse concluído.

Ao professor Dr. Fernando Henrique Sabbatini que nos auxiliou num dos momentos mais difíceis deste trabalho.

Ao Engenheiro Dr. Tanius Rodrigues Mansur do Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear, que com paciência e sabedoria orientou alguns estudos indispensáveis à parte experimental deste trabalho.

Ao engenheiro Francisco Chagas de Souza, amigo que apaixonadamente, continua sendo um grande colaborador na pesquisa e desenvolvimento deste sistema construtivo.

Ao professor Rômulo Albertini Rigueira, Pró-reitor de Infra-estrutura da PUC Minas, que apoiou a construção do laboratório de análise estrutura do Curso de Engenharia Civil da PUC Minas.

Ao professor Dr. Milton do Nascimento que muito colaborou no sentido de ler e reler este trabalho e fazer a revisão final.

Ao professor Dr. Paulo Santos Assis, da UFOP, que foi a primeira pessoa a acreditar neste invento e nunca mediu esforços para que este trabalho chegasse ao fim.

Ao professor Wagner Brandão de Oliveira, amigo e principal orientador nos trabalhos iniciais durante a criação do sistema construtivo.

Aos professores Dr. Abdias Magalhães Gomes, Dra. Maria Tereza Paulino, da UFMG, que muito me incentivaram para a execução deste trabalho.

Ao engenheiro Wagner Viana da Real Indústria Mecânica que auxiliou no projeto e desenvolvimento de dispositivos e equipamentos necessários à execução dos ensaios aqui apresentados.

Ao senhor Armando Nogueira, da Construtora Andrade Gutierrez, que ajudou na criação da primeira prensa hidráulica para a fabricação do tijolito.

Aos técnicos Roberto e Misael, do laboratório de Materiais de Construção Civil da PUC Minas que auxiliaram na execução de vários ensaios para este trabalho.

Ao professor Adélio Pires que, com presteza, auxiliou nas discussões finais deste relatório.

Um agradecimento especial ao meu orientador, professor Dr. Eduardo Chahud, pelo apoio técnico e pelo grande incentivo nos momentos mais difíceis desta caminhada.

Ao meu filho Jean, por ter auxiliado no tratamento de algumas fotografias apresentadas neste trabalho.

Ao meu filho Ronald, que muito colaborou e se empenhou na criação e desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados para acompanhar os ensaios aqui apresentados.

Ao meu filho Stéfano, que não mediu esforços para auxiliar no trabalho de montagem, ruptura e digitalização dos resultados obtidos nos ensaios das paredinhas.

À minha esposa Anadete, que, durante este trabalho, mesmo tendo subtraídos nossos momentos de convívio, porém sempre paciente e orando para que tudo chegasse a um final feliz.

ÍNDICE

Lista de figuras	x
Lista de tabelas e quadro	xiii
Abreviaturas, siglas e sinais convencionais	xiv
Resumo	xvi
Abstract	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	5
2.1- Objetivo geral.....	5
2.2- Objetivos específicos.....	5
3 JUSTIFICATIVAS DO TRABALHO	7
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
4.1- Evolução histórica da alvenaria.....	12
4.2- Conceito estrutural básico	24
4.3- Desenvolvimento do sistema.....	25
4.3.1- Marcos da alvenaria estrutural.....	29
4.3.2- Estado da arte em relação à alvenaria.....	32
4.3.3- Tração na flexão em paredes de alvenaria.....	61
5 PROPRIEDADES PRINCIPAIS DAS ALVENARIAS	69
5.1- Introdução	69
5.2- Resistência à compressão	70
5.3- Resistência à tração na flexão.....	72
5.3.1. Introdução	72
5.3.2. Considerações gerais	75
6 MATERIAIS E MÉTODOS	76
6.1- Introdução	76
6.2- Propriedades de blocos e argamassa.....	79
6.2.1. Propriedades dos blocos	79
6.2.2. Qualidade dos blocos utilizados nos ensaios.....	79
6.2.3. Argamassa e seus constituintes	82

6.3-	Flexão em paredinhas.....	85
6.3.1.	Introdução	85
6.3.2.	Módulos de elasticidade	86
6.3.2.1.	Relação carga-deslocamento	89
6.3.2.2.	Relação tensão-deformação.....	89
6.3.3.	Medidas do momento-curvatura.....	90
6.4.3.1.	Curvatura obtida a partir da medição de deformações	91
6.4.3.2.	Curvatura obtida a partir dos deslocamentos horizontais (flechas)	92
6.4-	Materiais.....	93
6.5-	Métodos.....	96
6.5.1.	Introdução	96
6.5.2.	Base estatística	98
6.5.3.	Bases para o desenvolvimento de cps e equipamento	104
6.5.4.	Preparação e identificação dos corpos-de-prova	111
6.5.4.1.	Blocos inteiros.....	111
6.5.4.2.	Meios-blocos ou TJ 111	112
6.5.4.3.	Prismas de base retangular – PBRs	113
6.5.4.4.	Prismas com e sem argamassa de injeção	119
6.5.4.5.	Ensaio de compressão em prismas com blocos TJ 110	120
6.5.5.	Ensaio de flexão em paredinhas	123
6.5.5.1.	Introdução	123
6.5.5.2.	Ensaio preliminares	128
6.5.5.3.	Ensaio finais.....	129
7	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	133
7.1-	Introdução	133
7.2-	Investigação experimental.....	134
7.2.1-	Componentes e elementos ensaiados.....	134
7.2.1.1.	Absorção e índice de retenção de água de blocos-padrão	134
7.2.1.2.	Tensões de compressão e tração da argamassa de injeção	136
7.2.1.3.	Dimensões, absorção de água, cargas de fissuração e ruptura e tensão de ruptura em blocos isolados (TJ 110 e TJ 111).....	137
7.2.1.4.	Tração direta em meios blocos-padrão (TJ 111)	139
7.2.1.5.	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em PBRs.....	142
7.2.1.6.	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em blocos-padrão (TJ 110).....	144
7.2.1.7.	Ensaio de compressão em prismas com três fiadas.....	148
7.2.1.7.1.	Prismas sem argamassa nos furos pequenos	148
7.2.1.7.2.	Prismas com os furos menores preenchidos por argamassa.....	150
7.2.2-	Flexão em paredinhas: resultados dos ensaios	152
7.2.2.1.	Informações preliminares	152

7.2.2.2. Resistências à tração características – método de determinação	153
7.2.2.3. Relações carga x deslocamento central e tensão x deformação.....	155
7.2.2.4. Módulos de elasticidade	159
7.2.2.5. Momento-curvatura	163
7.2.2.6. Registros fotográficos de alguns detalhes das paredinhas ensaiadas.....	167
7.2.2.7. Comentários finais.....	168
8 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	170
8.1- Características dimensionais dos blocos	170
8.2- Blocos e prismas: resistências e absorções.....	171
8.2.1. Blocos isolados e sem argamassa	171
8.2.2. Prismas sem e com argamassa de injeção	172
8.3- Argamassa de injeção.....	174
8.4- Módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson de blocos e prismas	175
8.5- Paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento	176
8.5.1. Cargas, deslocamentos e fissuras	176
8.5.2. Resistência à tração na flexão.....	177
8.5.3. Módulos de elasticidade	178
9 PAINÉIS SUJEITOS A CARREGAMENTOS LATERAIS	179
9.1- Introdução	179
9.2- Painéis sujeitos a carregamento lateral.....	180
9.2.1. Painéis sob pré-compressão.....	180
9.2.2. Resistência à tração na flexão.....	180
9.2.3. Propriedades da alvenaria – tensão e deformação	180
9.2.4. Condições de contorno do painel	181
9.3- Teoria aproximada para análise da carga lateral em paredes sujeitas a pré-compressão com e sem parede de retorno	181
9.3.1. Painéis sem parede de retorno	181
9.3.2. Painéis com parede de retorno.....	182
9.4- Painéis flexionados em uma ou duas direções ortogonais.....	183
9.4.1. Painéis de alvenaria estendidos horizontal e verticalmente.....	183
9.4.1.1. Exemplos de determinação da carga horizontal	186
9.4.2. Painéis apoiados em mais de dois lados e com várias condições de contorno	189
9.4.3. Análise das linhas de fratura	190
9.4.4. Coeficientes de momento de flexão das normas BS 5628 e EC 6 para a análise das linhas de fratura.....	193
9.5- Gráficos para a obtenção de equações de m e β relativas às características ortotrópicas de painéis de alvenaria.....	195

10 CONCLUSÕES	198
10.1- Componentes e elementos	198
10.2- Paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento	199
10.3- Determinação da capacidade resistente de painéis compostos com blocos encaixáveis, relativamente a cargas horizontais uniformemente distribuídas	200
11 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	202
REFERÊNCIAS.....	204
ANEXO 01 – FOTOS COMPLEMENTARES DOS ENSAIOS REALIZADOS	215
ANEXO 02 - PROCESSO CONSTRUTIVO DE BLOCOS ENCAIXÁVEIS...	220
A.1- Introdução	220
A.2- Conceituação geral sobre um sistema.....	220
A.3- Produção do bloco encaixável.....	231

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Máquina de tração universal, de forma esquemática.....	10
FIGURA 2 – Reconstituição de Khriotikia: aldeia neolítica na ilha de Chipre	14
FIGURA 3 – Çatal-Hüyük – Reconstrução das casas	15
FIGURA 4 – Çatal-Hüyük – Reconstrução de um aglomerado de casas	16
FIGURA 5 – Cidade de Bam no Iran.....	17
FIGURA 6 – Torre construída em terra crua, na cidade Bam no Iran.	17
FIGURA 7 – Ilustração da Torre de Babel.....	19
FIGURA 8 – Porta de Ishtar com tijolos policromáticos e relevos de animais.....	20
FIGURA 9 – Conjunto arquitetônico construído na 4ª. Dinastia egípcia.....	21
FIGURA 10 – Forno Hoffman projetado na Alemanha em 1858.	22
FIGURA 11 – Vista do interior do coliseu. Destaque para os portais e parte inferior em arcos.....	26
FIGURA 12 – Estação da Luz na cidade de São Paulo com paredes e arcos em alvenaria.	27
FIGURA 13 – Teatro Amazonas, construído na cidade de Manaus.....	28
FIGURA 14 – Campus da PUC Minas, no bairro Coração Eucarístico em Belo Horizonte	29
FIGURA 15 – Edifício de 16 pavimentos, construído em alvenaria resistente	30
FIGURA 16 – Vista noturna de uma parte do Hotel Excalibur em Las Vegas nos EUA.	31
FIGURA 17 – Colocação da argamassa em blocos retificados - Alvenaria rolada	33
FIGURA 18 – Colocação da argamassa e isolante térmico em blocos não retificados.....	34
FIGURA 19 – Separação e uso do bloco multi-ângulo	35
FIGURA 20 – Blocos-pilar.	36
FIGURA 21 – Bloco para grauteamento, retificado.....	37
FIGURA 22 – Bloco canaleta.....	37
FIGURA 23 – Peitoris alveolares	38
FIGURA 24 – Confeção da junta de base	39
FIGURA 25 – Correção de ponte térmica.	40
FIGURA 26 – Vigotas treliçadas e tabelas de madeira.	41
FIGURA 27 – Prédio de alvenaria estrutural na França.....	42
FIGURA 28 – Blocos de solo-cimento prensados e desenvolvidos na Universidade Católica de Leuven	45
FIGURA 29 – Prensa adaptada da Cinva-Ram.....	47
FIGURA 30 – Casa construída com blocos de concreto encaixáveis, na Tailândia	48
FIGURA 31 – Prédio escolar em Chiang-mai na Tailândia	49
FIGURA 32 – Casa construída em Brasília – Distrito Federal	50
FIGURA 33 – Casa construída no pátio de testes do IPT.....	51
FIGURA 34 – Escritório do terminal intermodal de Serra do Espírito Santo	52
FIGURA 35 – Parte do conjunto habitacional Granja de Freitas III com 146 unidades.....	53
FIGURA 36 – Vista de casas construídas em condomínio de alto padrão, em Luanda, Angola.....	54
FIGURA 37 – Vista parcial do conjunto Sapucaias, com casas de 40 m ² , em Contagem – MG.....	55
FIGURA 38 – Casa-laboratório, construída em 1993 em Belo Horizonte - MG.....	56

FIGURA 39 – Curvas-padrão tensão versus deformação de componentes ensaiadas à compressão	72
FIGURA 40 – Parede com juntas a prumo	77
FIGURA 41 – Parede tradicional com fiadas alternadas traspassadas	77
FIGURA 42 – Planta, vista e corte do bloco-padrão TJ 110	80
FIGURA 43 – Cone Marsh e suas dimensões, segundo a NBR 7682/83	85
FIGURA 44 – Paredinha típica designada por parede xx ou série 4x4	87
FIGURA 45 – Paredinha típica designada por parede yy ou série 2x10	87
FIGURA 46 – Arranjo de parede ou paredinha para o ensaio de flexão	88
FIGURA 47 – Parede típica com duas cargas concentradas equidistantes das extremidades	89
FIGURA 48 – Gráfico que relaciona o momento e a curvatura, para materiais rígido-plásticos ideais	91
FIGURA 49 – Deformação de uma seção transversal fletida	91
FIGURA 50 – Bloco-padrão e um cp extraído de sua parte central	97
FIGURA 51 – Corpo-de-prova capeado com enxofre - PBR	98
FIGURA 52 – Formas usuais de corpos-de-prova	104
FIGURA 53 – Tipos de fixação dos cp's nas máquinas-universal	105
FIGURA 54 – Dispositivos utilizados para o ensaio de tração direta no TJ 111	107
FIGURA 55 – Um TJ 111 recebendo o dispositivo 1	107
FIGURA 56 – Conjunto composto pelos dispositivos 1, 2 e 3	108
FIGURA 57 – Garra da máquina fixando o dispositivo 2	108
FIGURA 58 – Visão panorâmica da máquina de tração, no seu primeiro estágio	109
FIGURA 59 – Garra da máquina fixando um prisma de base retangular	110
FIGURA 60 – Garra da máquina fixando um prisma de base circular	110
FIGURA 61 – Equipamento de tração de pequeno porte em perspectiva	111
FIGURA 62 – Bloco-padrão ou TJ 110	112
FIGURA 63 – Bloco TJ 111, derivado do TJ 110	113
FIGURA 64 – PBR em processo de preparação para o ensaio de compressão	114
FIGURA 65 – PBR pronto para o ensaio de compressão e já conectado no SAD	115
FIGURA 66 - Esquema de ligação para ¼ de ponte de Wheatstone	117
FIGURA 67 – Esquema de ligação de ponte completa ao SAD	118
FIGURA 68 – Prisma típico com três fiadas e preparado para o ensaio de compressão	120
FIGURA 69 – Esquema de ligação dos EE, em ¼ de ponte, ao SAD	122
FIGURA 70 – Bloco TJ 110 pronto para o ensaio de compressão e conectado ao SAD	123
FIGURA 71 – Esquema das peças de madeira utilizadas para transmitirem a carga para as paredinhas	125
FIGURA 72 – Vista panorâmica do pórtico utilizado para o ensaio das paredes	127
FIGURA 73 – Dispositivos de apoio e equipamentos utilizados para o ensaio de flexão das paredinhas	128
FIGURA 74 – Dispositivos utilizados para o transporte e/ou ajuste das paredinhas sob o pórtico de ensaio	131
FIGURA 75 – Sistemas de aquisição de dados	132
FIGURA 76 – Resistências da argamassa utilizada nos prismas e paredes	137
FIGURA 77 – Bloco TJ 110 com a fissuração típica nas faces norte, oeste, sul e leste	138
FIGURA 78 – Bloco TJ 111 com a fissuração típica nas faces norte, oeste, sul e leste	139

FIGURA 79 – Corte típico de TJ 111, para fins de cálculo da área da seção tracionada	140
FIGURA 80 – Seção típica do septo do TJ 111, após a ruptura por tração	142
FIGURA 81 – Correlação entre as deformações médias horizontal e vertical no ensaio dos PBRs	143
FIGURA 82 – Diagrama convencional de tensão vs deformação para os PBRs	143
FIGURA 83 – Diagrama carga de compressão x tempo – TJ 110	145
FIGURA 84 – Diagrama convencional de tensão de compressão x deformação vertical no TJ 110	146
FIGURA 85 – Correlação entre as deformações horizontal e vertical no TJ 110 intermediário	147
FIGURA 86 – Correlação entre as tensões de compressão no bloco e tração no septo	148
FIGURA 87 – Prisma-tipo, composto de três fiadas de TJ 110 e, com os furos menores sem argamassa....	149
FIGURA 88 – Fissuras no final do ensaio dos prismas-tipo e, sem argamassa de injeção	150
FIGURA 89 – Fissuras no final do ensaio dos prismas-tipo e, com argamassa de injeção	151
FIGURA 90 – Face de um bloco central da parede e a posição dos relógios comparadores	153
FIGURA 91 – Curva média de carga x deslocamento, para o ensaio de flexão das paredinhas mp 44i	156
FIGURA 92 – Curva média das cargas vs deslocamentos do ensaio de flexão das paredinhas mp 2x10	157
FIGURA 94 – Trinca em bloco de paredinha mp 44i	162
FIGURA 95 – Abertura de junta em paredinhas da série mp 2x10	163
FIGURA 96 – Momento x curvatura típico para as mp 44i	165
FIGURA 97 – Momento x curvatura típico para as mps 44i e 210i	167
FIGURA 98 – Detalhes do ensaio de flexão nas paredinhas, antes e após a ruptura	168
FIGURA 99 – Efeito da mudança do coeficiente de Poisson de argamassa confinada	174
FIGURA 100 – Painel genérico com a indicação dos eixos x, y e z	183
FIGURA 101 – Desenho esquemático de um painel genérico	184
FIGURA 102 – Linhas de fratura idealizadas para um painel quadriapoado	191
FIGURA 103 – Variação de m e β em função das características intrínsecas do painel quadriapoado	197
FIGURA 104 – Variação de m e β em função das características intrínsecas do painel quadriapoado	197
FIGURA A.1 – Seqüência de montagem de mini paredes e dispositivos utilizados	215
FIGURA A.2 – Dispositivos utilizados no ensaio de flexão em paredinhas	216
FIGURA A.3 – Sistemas de aquisição de dados utilizados nos ensaios	216
FIGURA A.4 – Dispositivos utilizados para o transporte e/ou ajuste das paredinhas	217
FIGURA A.5 – Trincas típicas dos blocos da série mp 44i	218
FIGURA A.6 – Abertura das juntas, típicas das paredinhas da série mp 210i	219
FIGURA A.7 – Croqui da elevação de uma junta de movimentação em parede externa	227
FIGURA A.8 – Degrau para 74% de inclinação	230
FIGURA A.9 – Degrau para 43 % de inclinação	230
FIGURA A.10 – Degrau para 29 % de inclinação	230
FIGURA A.11 – Fluxograma do processo de fabricação do tijolito	233

LISTA DE TABELAS E QUADRO

Tabela 1 – Resultados de ensaios de compressão em tijolos, utilizando-se diferentes corpos-de-prova..	70
Tabela 2 – Características dimensionais dos blocos.....	81
Tabela 3 – Material estimado para a execução dos ensaios.....	95
Tabela 4 – Resultados da calibração da célula de carga.....	116
Tabela 5 – Resultados da calibração da célula de carga.....	122
Tabela 6 – Cronograma para a execução dos ensaios das paredinhas.....	126
Tabela 7 – Informações relativas aos blocos-padrão, quanto à absorção de água e IRA.....	135
Tabela 8 – Dados característicos da amostra de blocos TJ 110, sem argamassa nos furos.....	138
Tabela 9 – Dados característicos da amostra de blocos TJ 111, sem argamassa.....	139
Tabela 10 – Informações relativas ao ensaio de tração direta em blocos TJ 111.....	140
Tabela 11 – Resultados médios do ensaio de compressão em prismas sem argamassa.....	149
Tabela 12 – Resultados médios do ensaio de compressão em prismas com argamassa.....	150
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de flexão em paredinhas mp 44i.....	154
Tabela 14 – Resumo do ensaio de resistência à flexão das paredinhas mp 44i.....	155
Tabela 15 – Resultados dos ensaios de flexão em paredinhas mp 210i.....	155
Tabela 16 – Resumo do ensaio de resistência à flexão das paredinhas mp 210i.....	155
Tabela 17 – Resumo das cargas e deslocamentos e as relações entre a distância dos apoios e os deslocamentos centrais.....	157
Tabela 18 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx).....	159
Tabela 19 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (yy).....	160
Tabela 20 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx).....	161
Tabela 21 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredinhas (yy).....	162
Tabela 22 – Resultados médios obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx).....	164
Tabela 23 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredinhas (yy).....	164
Tabela 24 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx).....	166
Tabela 25 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredinhas (yy).....	166
Tabela 26 – Elementos para a aplicação das expressões (43) e (44).....	194
Tabela A.1 – Blocos-padrão e seus derivados.....	227
Quadro 1 – Coeficiente k, utilizado para determinar a tensão característica da mini parede.....	154

ABREVIATURAS, SIGLAS E SINAIS CONVENCIONAIS

A	Área da seção transversal do elemento ou componente
A_{bl}	Área líquida da seção transversal dos blocos
A_{br}	Área bruta da seção transversal do elemento ou componente, calculada sem desconto de cavidades
A'_c	Área da parte comprimida de A
A_g	Área da seção transversal do graute
A_h	Área da seção homogeneizada
A_o	Área da parte carregada de um bloco de apoio
E_a	Módulo de elasticidade longitudinal da argamassa
E_{alv}	Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
E_b	Módulo de elasticidade longitudinal do bloco
E_{pa}	Módulo de elasticidade longitudinal da parede
F	Ações
I	Momento de inércia
M	Momento fletor
N	Força normal
P	Carga aplicada
R	Raio
S	Solicitação; momento estático
L	Vão da parede; distância entre apoios
Z	Módulo resistente da seção transversal
a	Distância
b	Largura
d	Altura útil
f	Resistência
f_a	Resistência à compressão da argamassa
f_{aj}	Resistência à compressão da argamassa em j dias
f_{ak}	Resistência característica da argamassa, à compressão.
f_{atj}	Resistência à tração da argamassa em j dias
f_b	Resistência à compressão do bloco
f_{bk}	Resistência característica do bloco, à compressão.
$f_{alv,c}$	Resistência à compressão da alvenaria
$f_{alv,f}$	Tensão de compressão atuante devido à flexão, na alvenaria.
f_p	Resistência média à compressão de prismas
g	Carga permanente uniformemente distribuída
h	Altura efetiva
j	Número de dias
l	Comprimento; vão
q	Carga acidental uniformemente distribuída
t	Espessura efetiva
δ	Deslocamento; flecha
ϵ_{alv}	Deformação específica da alvenaria
ϵ	Deformação específica

ABREVIATURAS, SIGLAS E SINAIS CONVENCIONAIS (continuação)

α	Ângulo; coeficiente
φ	Curvatura ou rotação da seção transversal
γ	Massa específica
γ_f	Coeficiente de segurança
η	Razão; coeficiente
λ	Índice de esbeltez
μ	Coeficiente de atrito
ν	Coeficiente de Poisson
σ	Tensão normal
σ_{alv}	Tensão de compressão na alvenaria
σ_b	Tensão de compressão no bloco
Σ	Símbolo de somatório
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AFNOR	Association Française de Normalization
AG	Andrade Gutierrez
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASME	American Society of Mechanical Engineer
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	British Standards Institution
COPANT	Comissão Pan-americana de Normas Técnicas
CP ou cp	Corpo-de-prova
DIN	Deutsches Institut für Normung
EN	Euro Norma
ISO	International Organization for Standardization
JIS	Japanese Industrial Standards
NM	Normas Mercosul
PIB	Produto Interno Bruto
SAE	Society of Automotive Engineers
SAGCI	Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada
TIJOLITO	Bloco de solo-cimento ou solo-cal; componente da parede do SAGCI; marca registrada do SAGCI
TJ 110	Bloco padrão
TJ 111	Meio bloco
TJ 115	Bloco especial para verga e contra verga
TISTR	Thailand Institute of Scientific and Technical Research
TMS	The Masonry Society
URA	Umidade relativa do ar
IRA	Índice de retenção de água

RESUMO

A construção com terra é uma técnica tradicional ancestral. A terra (solo) é utilizada como matéria-prima para a obtenção do adobe; de tijolos com ou sem fibra; de tijolos vazados das mais variadas formas e, mais recentemente, de tijolos especiais retificados, produzidos na França. Os tijolos que não são levados ao forno para serem queimados normalmente recebem o nome de tijolos de terra crua. Na estabilização do solo, vários são os ligantes aplicados, tais como: betume, fezes de animais, cal, cimento e resinas orgânicas. Os blocos utilizados neste trabalho, também denominados blocos encaixáveis, são de solo-cimento. Sua utilização, sem argamassa de assentamento, introduz uma forma inovadora de compor as paredes, que difere enormemente da alvenaria conhecida como tradicional. Por esta razão, visando-se a referendar, ou não, o seu uso, faz-se necessário verificar a sua estabilidade relativamente aos esforços atuantes numa parede. Com esse objetivo, pretendeu-se, com esta pesquisa, determinar as resistências à tração na flexão em paredes submetidas a cargas horizontais, comparando-se os resultados obtidos com os apresentados pela norma inglesa BRITISH Standards – BS 5628. Seu desenvolvimento deu-se através das seguintes etapas: apanhado histórico sobre o uso da alvenaria no mundo; levantamento das referências relacionadas com a alvenaria e, em especial, com a sua resistência à tração; apresentação detalhada do sistema construtivo aqui estudado; realização de ensaios de caracterização dos componentes e elementos das paredes; ensaio de flexão em paredinhas, objetivando a determinação das resistências à tração na flexão pura para momentos paralelos e perpendiculares às juntas horizontais; e análise do modo de ruptura dos blocos isolados, dos prismas e das paredinhas ensaiadas. Dentre os resultados desse trabalho, destacam-se os seguintes: a determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do bloco utilizado; a constatação de que as paredes construídas com blocos encaixáveis resistem à flexão pura; a constatação de que as paredinhas e paredes se comportam como frágeis ou “quasi frágeis”; após a determinação dos módulos de elasticidade nas duas direções flexionadas, a conclusão de que as paredinhas são ortotrópicas em relação à rigidez e à resistência. Relacionando-se as resistências à compressão entre os blocos-padrão e os prismas com e sem argamassa, observou-se que: os prismas sem argamassa resistiram 57% da carga do bloco-padrão; os prismas com argamassa resistiram 60% da carga do bloco-padrão. As paredinhas apresentaram as resistências características de 0,67 MPa e 0,09 MPa,

para a flexão perpendicular e paralela à junta horizontal, respectivamente. A resistência à tração direta dos blocos isolados foi de 0,40 MPa.

Palavras-chave: solo-cimento, blocos encaixáveis ou intertravados, tração na flexão.

ABSTRACT

Earth construction is an ancestral traditional technique. The earth (soil) is used as a raw material for the obtainment of adobe, fibrous or fiberless bricks, hollow bricks having several shapes and, more recently, special rectified bricks turned out in France. Bricks which are not carried to the kiln to be burned are called raw-earth bricks. In the stabilization of the soil, several binders, such as bitumen, animals' feces, lime, cement and organic resins, are applied. The blocks used in this work, also called interlocked blocks, are made of soil-cement. Its utilization without laying mortar brings in an innovatory way of setting up walls, which differs enormously from the traditional masonry. For this reason, in order to get the official approval for its use, or not, it is necessary to check its stability concerning the forces acting on a wall. With this purpose, this research has intended to determine the tensile strength in flexure in walls submitted to horizontal loads, and compare the results so obtained with those presented by the British Standard – BS 5628. Its development occurred through the following stages: a historical summary about the use of masonry in the world; inquiry of the references related to masonry and, specially, to its tensile strength; detailed presentation of the construction system studied herein; attainment of characteristic tests of the wall components and elements; flexure tests on mini-walls, aiming at the determination of tensile strength in pure flexure for parallel and perpendicular moments to the horizontal joints; evaluation of the behavior of walls under a horizontal uniformly distributed load; evaluation of the behavior of walls under simple compression with eccentricity; analysis of the rupture of tested mini-walls and walls. Among the results of this work, the following are to be distinguished: determination of the modulus of elasticity and Poisson's ratio of the block used; certification that the walls built with interlocked blocks resist to pure flexure; certification that mini-walls and walls behave as brittle or quasi brittle; after the determination of the modulus of elasticity in the two directions deflected, the conclusion that the mini-walls are orthotropic concerning stiffness and strength. By setting up a relationship between compression strength of standard blocks and prisms with and without mortar, it has been observed that prisms without mortar have resisted 57% of the load of the standard block; prisms with mortar have resisted 60% of the load of the standard block. Mini-walls have shown characteristic strengths of 0.67 MPa and 0.09 MPa for the

perpendicular and parallel flexure to the horizontal joint, respectively. The direct tensile strength of isolated blocks has been 0.40 MPa.

Key words: cement-soil, interlocked blocks, tensile in flexure, horizontal load.

1

INTRODUÇÃO

A indústria da Construção Civil é reconhecidamente um dos setores da maior importância no cenário nacional brasileiro. Nas últimas décadas, esta indústria vem participando ativamente no Produto Interno Bruto (PIB). Além disso, possui importância estratégica no desenvolvimento das nações quando gera infra-estrutura física para o funcionamento dos demais setores e atende a várias necessidades básicas da população.

O sub-setor de edificações vem enfrentando nos últimos tempos um grande desafio de atender à demanda crescente por habitações no Brasil, algo acima de 10 milhões em 2001, de acordo com a 2a. Conferência Nacional da Indústria da Construção.¹ Segundo a Caixa Econômica Federal, em 2006, o déficit habitacional brasileiro fechou na casa dos oito milhões de habitações (7,9 milhões²). Deste valor 92% das famílias têm uma remuneração mensal abaixo de cinco salários mínimos. Apesar disso, o sub-setor de edificações é marcado por uma série de características que o tornam ineficiente em relação à produtividade, tais como o desperdício de insumos, a falta de qualidade e confiabilidade dos produtos finais (edifícios).

¹ Artigo publicado no Jornal da Associação Nacional da Indústria Cerâmica, Edição 19, Ano 4, 2001. p.4.

² Dado extraído de informações publicadas pela Federação Nacional dos Corretores de Imóveis (FENACI) no www.fenaci.org.br, disponível em 21/1/2007, on line.

Segundo a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC), a construção civil participa com 7,32% na composição do PIB Nacional e com 18,33% do PIB da Indústria. Além disso, responde rapidamente a estímulos como investimentos públicos. Dessa forma, o governo consegue acelerar o crescimento, diminuindo o déficit habitacional e criando novos postos de trabalho para os brasileiros com baixa qualificação profissional. De janeiro a outubro de 2006, 132.132 de pessoas foram contratados no setor. "O governo feral aposta na construção civil para o desenvolvimento", reforçou o vice-presidente da Habitação da Caixa, Jorge Hereda.³

Preocupada com a baixa qualidade das edificações, a Construtora Andrade Gutierrez apostou no Tijolito – Processo AG de Construção Industrializada, doravante bloco encaixável, aplicando-o na construção de um conjunto com 576 casas, na cidade de Contagem. Segundo a Construtora o desperdício da alvenaria ficou próximo de 2%. Um baixo valor se comparado com as alvenarias tradicionais brasileiras que apresentam índices acima de 20%.

Sabe-se que o desperdício de recursos está relacionado ao excesso de espessura de revestimentos, utilizados para cobrir falhas de execução da estrutura e alvenaria, perdas de produtividade da mão-de-obra e re-trabalhos diversos.

Para que o bloco encaixável tenha sucesso é importante que se conheça cada vez mais as suas características técnicas. Este trabalho pretende desenvolver os sistemas construtivos que têm o mesmo fundamento, de tal forma que os consumidores com maior nível de exigência de qualidade possam alavancar o seu uso.

Como há interesse de vários construtores em continuar utilizando blocos encaixáveis, para que os dimensionamentos de paredes sejam feitos por métodos de cálculo racionais e de confiabilidade garantida, há que se conhecer melhor a resistência à tração na flexão para as paredes com eles construídas.

O grande sucesso deste processo construtivo pode ser explicado por suas vantagens. A sua simplicidade permite uma imediata diminuição nos custos e facilita as operações de execução da edificação. O bloco encaixável já foi utilizado em várias regiões do Brasil, com temperatura e umidade bem distintas, constatando-se que as habitações resultantes

³ Informações publicadas pela Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC) no www.cbic.org.br, disponível em 21/01/2007, on line.

mostram ter um bom desempenho frente às necessidades e condições existentes numa boa parte do país.

Como o interesse por este assunto tem sido considerado recente, faltam estudos de laboratório no Brasil e mesmo no exterior, principalmente quando se trata de alvenaria composta por blocos em sistema macho e fêmea – sistema de blocos encaixáveis, proposto neste trabalho.

Pensando em normalização, como é o caso de blocos de concreto, cerâmico e sílico-calcário, ainda ter-se-á que caminhar muito, pois não se tem domínio no tocante aos materiais e processos ou sistemas construtivos bem elaborados. Neste contexto, este trabalho pretende dar uma grande contribuição para a ciência, relativamente a este tipo de alvenaria, buscando conhecer o comportamento das paredes em face da flexão.

A busca pelo aprimoramento de nossas atividades deve estar sempre presente no desenvolvimento de nosso trabalho. Como afirma GALLEGOS (1989),

“(…) dominar o material, projetar com segurança e economia, calcular as dimensões e os esforços, elaborar planos e especificações, adquirir os insumos necessários e construir utilizando-os corretamente, controlando o processo construtivo e conduzindo-o – não sendo conduzido pelos operários, é o que deve fazer o profissional para dar dignidade ao seu exercício e servir efetivamente ao homem”.

Com base no que disse GALLEGOS (1989), deseja-se avançar com este trabalho e buscar, com segurança, novas características de paredes compostas com blocos encaixáveis para que num futuro próximo seja possível dimensionar alvenarias desse tipo. Tendo-se um bom conhecimento da resistência à flexão em paredes construídas com blocos encaixáveis, será mais fácil e seguro a sua aplicação em construções nas quais venham a ser utilizados este sistema.

Acredita-se que processos construtivos com blocos encaixáveis poderão representar uma solução coerente para a nossa realidade, podendo contribuir sobremaneira na minimização do déficit habitacional brasileiro e, quiçá, mundial.

Desde 1979 participa-se da evolução tecnológica e do aprimoramento de sistema construtivo com blocos encaixáveis, o qual também fez parte da Dissertação de Mestrado de ASSIS (2001). Com este trabalho, pretende-se apresentar uma nova e efetiva contribuição para o avanço tecnológico desse tipo de sistema construtivo, a qual,

somada aos esforços de tantos outros pesquisadores, possa contribuir para a melhoria da qualidade, eficiência e segurança de projetos por tal sistema executados.

2

OBJETIVOS

2.1- Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é contribuir para o avanço dos conhecimentos científicos e tecnológicos sobre processos construtivos nos quais se utiliza a alvenaria produzida com blocos de solo-cimento e/ou solo-cal encaixáveis por sistema macho e fêmea, utilizando os conhecimentos até aqui adquiridos em relação a tais processos.

2.2- Objetivos específicos

Como há um grande interesse de construtores e prefeituras em minimizarem os problemas habitacionais brasileiros, locais ou nacionais, os blocos encaixáveis utilizados na construção civil poderão ser a solução procurada. Este trabalho busca identificar o comportamento de paredinhas construídas com esse tipo de bloco, submetidas à flexão por meio de cargas laterais. Espera-se que, com novos parâmetros, seja possível dimensionar paredes com um melhor nível de confiança e desempenho.

Os objetivos específicos deste trabalho são: i) determinar as características físicas dos componentes e dos elementos das paredinhas aqui estudadas; (ii) determinar as resistências características à flexão de paredinhas, nas duas direções ortogonais, segundo a BS 5628; (iii) propor uma forma de obter a carga horizontal em painéis estendidos horizontal e verticalmente, construídos com blocos encaixáveis desta tese; e (iv) propor, com base nos estudos aqui desenvolvidos e em referências bibliográficas, expressões para obter os coeficientes de momento de flexão em painéis sob carga distribuída aplicada perpendicularmente ao plano da parede.

3

JUSTIFICATIVAS DO TRABALHO

Atualmente é comum encontrar uma grande variedade de artigos importados em qualquer supermercado, e até mesmo em pequenas lojas de bairro. Produtos eletrônicos japoneses, panelas especiais francesas, utensílios domésticos italianos, com design inconfundível e uma infinidade de produtos fabricados na China. Ademais, vêm-se veículos estadunidenses, coreanos, russos, etc., que de uma hora para outra invadiram ruas e estradas brasileiras. Por outra via, os setores exportadores brasileiros também estão conquistando mercados em todas as partes do mundo.

A crescente internacionalização do comércio de produtos põe em destaque a importância da normalização dos ensaios de materiais, tanto para quem os compra quanto para os que vendem. Qualquer que seja a procedência do produto, os testes pelos quais ele passou em seu país de origem devem poder ser repetidos, nas mesmas condições, em qualquer lugar do mundo.

Construtores com empreendimentos espalhados pelo Brasil e pelo mundo, preocupados com o atendimento completo ao cliente, necessitam de estudos relativos ao

comportamento de blocos encaixáveis, principal componente de nova alvenaria de vedação e/ou estrutural.

Os estudos científicos e tecnológicos envolvendo modelos em escala natural tiveram início em 1992. Em 2001, a dissertação do autor deste trabalho deu mais um passo rumo ao aprofundamento do conhecimento do comportamento estrutural de paredes construídas com blocos encaixáveis. Vários trabalhos foram desenvolvidos pelo autor com professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, com o objetivo de identificar, por exemplo: i) como se comportam em face da compressão paredes com alturas diferentes; ii) qual o módulo de elasticidade de uma parede sob compressão axial e estática; iii) qual a resistência à compressão de pilares com armadura e forma diferentes.

Um dos pontos de suma importância identificado pelo mercado construtor do Brasil e Exterior, e já observado pelo pesquisador deste trabalho, foi o pouco conhecimento sobre a resistência à flexão de paredes sob o efeito de cargas laterais.

Confiabilidade dos ensaios

Sabe-se que os ensaios não indicam propriedades de uma maneira absoluta, porque não reproduzem totalmente os comportamentos a que uma unidade ou componente estrutural são submetidos em serviço.

Quando realizados no próprio produto, os ensaios têm maior significado, pois procuram simular as condições de seu funcionamento. Porém, na prática, isso nem sempre é realizado. Além disso, destaque-se os resultados obtidos sob simulações têm apenas uma importância particular para o produto objeto do ensaio.

Para se determinar as propriedades dos materiais, independentemente das estruturas em que serão utilizados, faz-se necessário recorrer à confecção de corpos-de-prova.

Os resultados obtidos dependem do formato do corpo-de-prova e do método de ensaio adotado. Por exemplo, no ensaio de tração de um corpo-de-prova de aço, o alongamento é uma medida da sua ductilidade. Este valor é afetado pelo comprimento do corpo-de-prova, pelo seu formato, pela velocidade de aplicação da carga e pelas imprecisões normais tanto do ensaio como do método de análise dos resultados.

Assim sendo, como os resultados dos ensaios não são suficientemente representativos dos comportamentos em serviço, na fase de projeto das estruturas há que se fazer a

introdução de fator, conhecido como coeficiente de ponderação, o qual leva em consideração as incertezas não só provenientes da determinação das propriedades dos materiais, mas também da precisão das hipóteses teóricas referentes a valores das tensões e a seu cálculo em toda a estrutura.

Quando se trata de realizar ensaios mecânicos, as normas mais utilizadas são as referentes à especificação de materiais e ao método de ensaio.

Um método descreve determinado procedimento para se efetuar um determinado ensaio mecânico. Desse modo, seguindo-se sempre o mesmo método, os resultados obtidos para um mesmo material deverão ser semelhantes e reprodutíveis onde quer que o ensaio seja realizado.

Um dos objetivos deste trabalho está relacionado com a determinação da resistência à flexão de paredinhas construídas com blocos de encaixe macho e fêmea, submetidas a carregamento horizontal. Tendo-se mais este conhecimento sobre o comportamento de paredes construídas com blocos encaixáveis, pretende-se melhorar a confiabilidade dos projetos e da segurança das edificações com eles construídas.

As normas técnicas mais utilizadas por laboratórios de ensaios provêm das seguintes instituições:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM	American Society for Testing and Materials;
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
TMS	The Masonry Society
DIN	Deutsches Institut für Normung;
AFNOR	Association Française de Normalization;
BS	British Standards Institution;
EN	Euro norma
ASME	American Society of Mechanical Engineer;
ISO	International Organization for Standardization;
JIS	Japanese Industrial Standards;
SAE	Society of Automotive Engineers;
COPANT	Comissão Pan-americana de Normas Técnicas.

Além destas normas são utilizadas, ainda, as desenvolvidas internamente pelas indústrias.

Torna-se importante ressaltar que quaisquer métodos de ensaio, criação de equipamento ou corpo-de-prova para um determinado ensaio, nascem de pesquisadores e posteriormente chegam ao nível de norma nacional ou internacional.

O equipamento ilustrado esquematicamente através da FIGURA 1 é uma prensa universal típica. O principal interesse em apresentá-la advém do fato de neste trabalho desenvolver-se um equipamento semelhante a ela: um equipamento simples e de custo reduzido, para ser utilizado na determinação da resistência à tração dos blocos que serão utilizados na construção das paredes.

Equipamento para ensaio de tração

Os ensaios de tração geralmente são realizados em máquina conhecida como “máquina universal”, que recebe este nome por se prestar à execução de vários tipos de ensaio. A FIGURA 1, esquemática, mostra os componentes básicos de uma máquina universal típica:

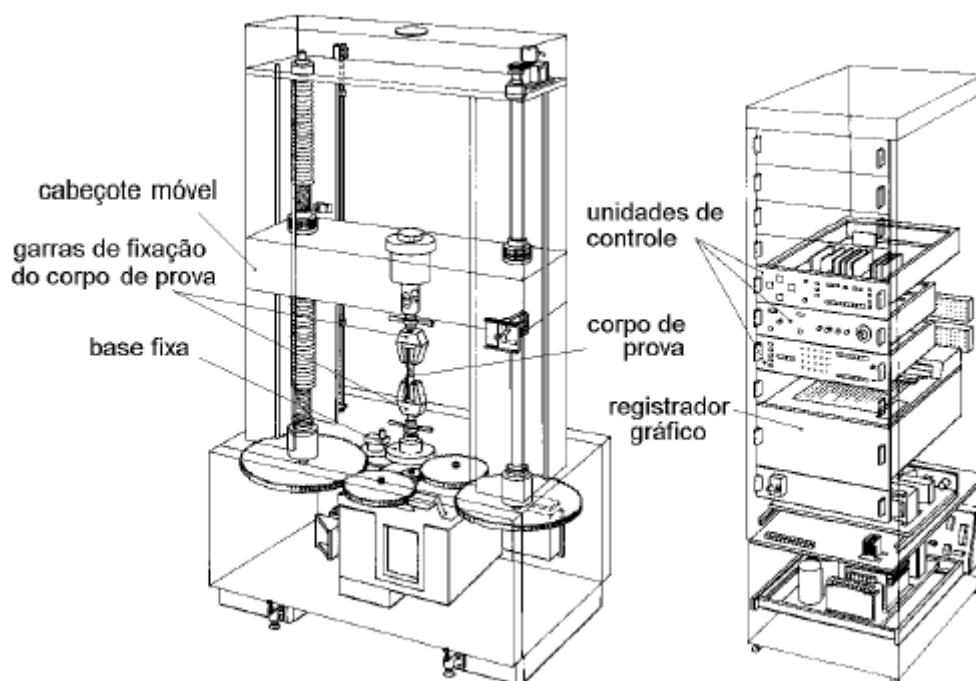


FIGURA 1 – Máquina de tração universal, de forma esquemática. À direita vê-se um rack com dispositivos eletrônicos utilizados para captar e registrar as informações obtidas durante os ensaios.

Fonte: Manuais de equipamentos do Laboratório de Engenharia Civil da PUC Minas

No caso específico de blocos de encaixe em sistema macho e fêmea tudo é novidade, pois os blocos mais velhos desse tipo foram patenteados na década de 1980 e, por esta razão, necessitam de novos estudos para que se possa utilizar o produto, com racionalidade e, ao mesmo tempo, com segurança.

A partir de ensaios de flexão em paredes compostas com blocos encaixáveis, submetidas a cargas laterais normais às suas faces, pretende-se obter mais informações para melhorar o trabalho de projetistas e a segurança dos construtores e usuários de edificações construídas com esse tipo de bloco.

Pelas razões a que até aqui aludimos, espera-se que este trabalho contribua com a ciência e a tecnologia de sistemas construtivos que utilizem blocos encaixáveis para a construção de paredes.

4

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1- Evolução histórica da alvenaria

Os arqueólogos dividem a evolução cultural da humanidade em três fases principais, quais sejam: a idade da pedra, a do bronze e a do ferro, de acordo com a utilização destes materiais para ferramentas e armas.

Nesta perspectiva, o homem atravessou fases relativas aos seus meios de subsistência. Inicialmente, no estado selvagem, o homem viveu como nômade caçando pequenos e médios animais, comendo frutas, raízes e insetos e pescando nos rios e mares. No estado bárbaro, por volta do final da idade da pedra, ocorre uma alteração significativa no modo de vida social daquele homem: a sedentarização. Primeiro na Anatólia e Mesopotâmia, depois no Egito e no mar Egeu. As causas que deram origem a este processo ainda não são conhecidas. Num determinado momento da história, os homens começaram a construir locais para a sua moradia. A verdadeira civilização só foi alcançada quando o desenvolvimento social e econômico atingiu um nível suficiente

para permitir a construção de cidades e vilas, nas quais parte da população se ocupava do comércio, indústria e atividades profissionais. Acredita-se que a primeira civilização⁴ surgiu entre 9000 e 7000 a.C. Nesta época inicia-se a história da arquitetura e, simultaneamente, nasce a alvenaria como uma técnica de construção, conforme LOURENÇO (1999).

Desde longo tempo, o homem primitivo sentiu a necessidade de proteger-se das intempéries e dos animais selvagens. As primeiras proteções que procurou foram as grutas naturais ou escavadas, em locais com afloramentos rochosos e, posteriormente, as construções com materiais que a natureza oferecia, tais como troncos de árvores, galhos cobertos com peles de animais, palha e barro. Algumas destas construções cristalizaram em habitações em pedra, adobe ou madeira, relacionando a história do homem com a história da arquitetura, e dos materiais de construção⁵.

⁴ MUSGROVE, J.; Fletcher, B. *Sir Baninster Fletcher's: A history of architecture*. Butterworths, London, U.K. 1987.

⁵ DAVEY, N. A. *History of building materials*. Phoenix House, London, U.K. 1961.

As primeiras habitações permanentes em alvenaria de pedra não argamassada foram encontradas no lago Hullen em Israel com data entre 9000 e 8000 a.C. Outros vestígios, descobertos nas escavações de Ain Mallaha na Anatólia e em Tell Mureybet na Síria – Palestina, revelaram casas de estrutura circular com diâmetros variando de 6 m a 10 m, semi-enterradas. A cobertura era formada de barro sobre uma armação. Um bom exemplo deste gênero de arquitetura é dado pela cidade Khriotikia em Chipre, constituída por casas em forma de colméia, construídas com paredes de pedra e telhados de adobe em forma de cúpula, como pode ser visto na FIGURA 2. Algumas destas construções têm um andar composto por troncos de madeira sustentados por pilares de pedra, segundo Fevrier,⁶ citado por LOURENÇO (1999).



FIGURA 2 – Reconstituição de Khriotikia: aldeia neolítica na ilha de Chipre.
Fonte: LOURENÇO (1999)

Esta estrutura circular foi modificada para uma retangular entre 7700 e 7600 a.C., pois esta permitia ampliações e refletia um certo desenvolvimento demográfico. Um exemplo disso é a cidade conhecida como Çatal-Hüyük na Anatólia, que remonta a 6500 a.C.: as suas casas de tijolos, à semelhança de favos de uma colméia que se entrelaçam, formavam um bloco compacto no qual a circulação não se fazia pelas ruas, mas, sim, pelos terraços como pode ser visto nas FIGURA 3 e FIGURA 4.

⁶ FEVRIER, P.A. *História do mundo*, volume I. Verbo. 1985.



FIGURA 3 – Çatal-Hüyük – Reconstrução das casas, com chamada para os terraços.
Fonte: www.dearqueologia.com



FIGURA 4 – Çatal-Hüyük – Reconstrução de um aglomerado de casas, todas emendadas. Fonte: www.dearqueologia.com

A cidade de Jericó, referida na Bíblia como a cidade que foi destruída pelo som das trombetas de Josué, é o exemplo de como um povoado se transformou numa das mais importantes cidades da época. Inicialmente, as casas eram circulares e ovaladas, com os tetos em cúpula, construídas em adobe plano-convexos. Mais tarde, elas passaram para formas retangulares, tendo um ou mais andares. Naquela ocasião, as habitações caracterizavam-se por serem de paredes rebocadas e feitas com blocos de barro, na forma alongada, e secos ao sol. Consoante PERELLO (1973), a habitação era circundada por uma muralha notável, com dimensões que atingiam 3,5 m de altura e 2 m de espessura, com torres circulares. Uma destas torres é conservada até os nossos dias e apresenta 9 m de altura. As FIGURA 5 e FIGURA 6 ilustram as informações acima.

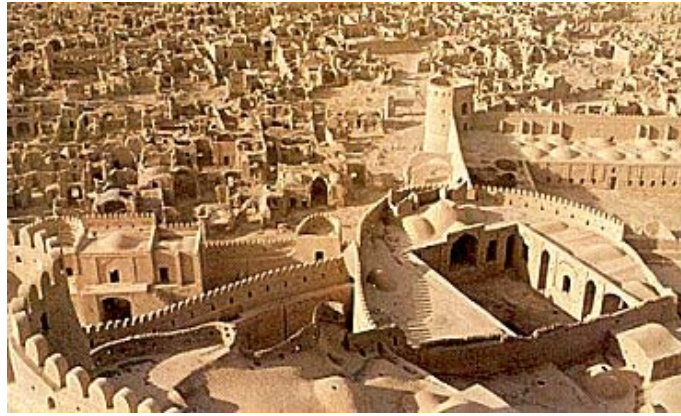


FIGURA 5 – Cidade de Bam no Iran – observem a torre e as construções circundadas por muros altos, conforme PERELLO (1973)



FIGURA 6 – Torre construída em terra crua, na cidade Bam no Iran.
Fonte: www.webitalianet.com

Outros grandes monumentos de alvenaria de pedra sobrevivem até os dias atuais como testemunhos vivos das culturas antigas e medievais como, por exemplo, a arquitetura Egípcia com as suas pirâmides faraônicas construídas entre 2800 e 2000 a.C.; a Romana e Romanesca com os seus templos, palácios, arcos, colunas, igrejas, pontes e aquedutos

construídos entre 0 e 1200 d.C.; e a Gótica com as suas magníficas catedrais construídas entre 1200 e 1660 d.C.

Nos dias atuais, a pedra tem outras funções na indústria da construção, apesar de, um material pesado e considerando-se o processo que se estende desde a sua extração até a colocação, um material, caro, de utilização praticamente proibitiva.

Outros materiais foram utilizados na construção de paredes, ao longo dos tempos. Foram as áreas mais populosas dos tempos antigos que testemunharam o uso de tijolos de barro secos ao sol, também conhecidos como adobe segundo GALLEGOS⁷ citado por ASSIS (2001).

Segundo DETHIER (1982), a necessidade de materiais de construção combinada com a abundância de argila,⁸ o clima quente e seco necessário para secar os tijolos, e a falta de madeira e pedra obrigaram o homem a produzir o tijolo de barro.

Conforme BARBOSA,⁹ citado por ASSIS (2001), os tijolos podiam ser facilmente moldados, pois eram mais leves do que a pedra e formavam uma parede durável e resistente ao fogo. No Egito, segundo LOURENÇO (1999), desde os tempos anteriores às dinastias, ou melhor, 5000 a.C. até a ocupação romana nos idos de 50 d.C., o material mais utilizado na construção de habitações era o tijolo seco ao sol, geralmente produzido com a lama do Nilo. De acordo com BARBOSA e LOURENÇO,¹⁰ citados por ASSIS (2001), a lama pura, do Nilo, retrai 30% durante a secagem, e com a adição de palha e areia à pasta, reduzia-se a formação de trincas. (...) “torneis a dar palha ao povo, para fazer tijolos” (...) conforme está escrito no Antigo Testamento em Êxodo 5:7.

A prática de cozer os tijolos iniciou-se, provavelmente, com a observação de que os tijolos próximos ao fogo, nos fogões, ou os que restavam após incêndios, pareciam mais resistentes e duráveis. Porém, para cozer os tijolos, o homem necessitava de combustível. Talvez por esta razão os tijolos de barro secos ao sol foram utilizados popularmente por vários milênios, no Oriente Médio. Um exemplo primitivo da

⁷ GALLEGOS, Hector. *Albañileria Estructural*. 2ª. Edição. Fundo Editorial. Pontificia Universidad Católica del Peru. 1991.

⁸ Argila e solos lateríticos adequados para a utilização como materiais de construção constituem 74% da crosta terrestre.

⁹ BARBOSA, Normando Perazzo. *Construção com terra crua, do material à estrutura*. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 1996. 86p.

¹⁰ LOURENÇO, Paulo B. *Computational Strategies for Masonry Structures*. 3. ed. J. G. Rots. Delft University. Thesis Delft University of Technology. 1996. 211p.

produção em massa de tijolos cozidos é mostrado por LOURENÇO (1999), quando fala de um forno vertical encontrado em Khafaje, Iraque em 3 a.C.

A primeira referência documental sobre tijolos cozidos está relacionada com um papiro da 19ª. dinastia do Egito 1300 a.C, conforme SPENCER (1979), mas a referência mais famosa está no Antigo Testamento, em Gênesis 11:3: “ façamos tijolos e queimemo-los bem. E foi-lhes o tijolo por pedra e o betume por cal (...) edifiquemos uma cidade e uma torre, cujo cume toque nos céus”. E construíram o primeiro arranha-céus da história, uma vez que se estima que a Torre de Babel tivesse uma altura de aproximadamente 90 m, na cidade da Babilônia [1900-600 a.C], situada às margens do rio Eufrates.

A FIGURA 7 apresenta uma ilustração da Torre de Babel, construída entre [605-592 a.C]. Ela foi considerada a mais formosa das cidades da época. Durante o reinado de Nabucodonosor II, a cidade floresceu numa ostentação e foi destruída totalmente por Jerjes em 469 a.C.



FIGURA 7 – Ilustração da Torre de Babel, construída entre [605-592 a.C]. Fonte: www.editorialbitacora.com

A FIGURA 8 ilustra a beleza dos tijolos vidrados e policromados aplicados nas paredes da porta de Ishtar. Esta porta faz parte das ruínas da entrada da Mesopotâmia, construída a aproximadamente 80 km da cidade de Bagdá, Iraque.



FIGURA 8 – Porta de Ishtar com tijolos policromáticos e relevos de animais.
Fonte: LOURENÇO (1999)

Construções monumentais, em alvenaria de pedra, sobreviveram até os dias atuais, como exemplos das culturas antigas e medievais.

Das sete maravilhas do mundo, a única que resistiu ao tempo, foi o conjunto das pirâmides na cidade Gizé, as quais foram construídas por Quéops na 4ª. Dinastia, entre 2589 a.C. e 2566 a. C., como tumbas para os faraós (que acreditavam na reencarnação).

Esta grande obra foi erguida à margem esquerda do rio Nilo, no Egito. A pirâmide de Quéops possui base quadrada de 230 m de lado e uma altura de 147 m. Ela compõe o conjunto arquitetônico com outras duas pirâmides: Quéfrem e Miquerinos.

A FIGURA 9 apresenta as três pirâmides que compõem o conjunto arquitetônico construído na 4ª. Dinastia egípcia. Da esquerda para a direita, vêem-se Quéfrem, Quéops e Miquerinos.



FIGURA 9 – Conjunto arquitetônico construído na 4ª. Dinastia egípcia.
Fonte: www.khanelkhalili.com.br/wallpaper4.htm

Foi apenas entre 500 a.C e 300 a.C que a produção de tijolos se generalizou por toda a civilização. Este fato ocorreu, não somente pela facilidade de obter a matéria prima, mas, também, pela vontade de marcar o domínio, para homogeneizar a arquitetura, pela aceitação da sociedade e da resposta positiva da indústria da construção. Os edifícios Romanos eram construídos com tijolos secos ao sol assentados em pasta de terra (barro). Para melhorar o aspecto e a proteção contra a chuva, as faces externas eram rebocadas. Somente durante o domínio do imperador Augusto é que o tijolo cozido ganhou significativo uso.

Conforme LOURENÇO (1999) e GALLEGOS (1989), citados por ASSIS (2001), na parte norte da Europa, durante a era medieval, as construções eram quase todas feitas com tijolos, devido à escassez de pedra nesta região. Na Inglaterra, durante o século XIV e XV, a alvenaria de tijolos recebe um incremento por causa do alto preço da madeira.

Segundo Elliot,¹¹ citado por LOURENÇO (1999), a revolução industrial e dos transportes permitiu o desenvolvimento da mecanização na produção dos materiais de construção e das redes de distribuição dos produtos acabados. Porém, a mecanização do sistema de produção aumentou muito pouco a qualidade e padronização dos produtos.

Em meados do século XIX, os fabricantes de tijolos mecanizaram a preparação da argila e a do sistema de moldagem dos tijolos. Uma nova máquina foi criada em 1835 e, mais tarde, melhorada. Esta extrusava a argila dura através de uma matriz, ajustando duas dimensões. Em 1846, em Vancouver, Canadá, a Hudson's Bay Company estabeleceu uma indústria com produção sofisticada e organizada de tijolos. Estes tijolos eram inicialmente secos ao sol e depois conduzidos ao forno onde permaneciam entre 10 e 14 horas, para o cozimento. No final do século XIX, o processo de pressão a seco, que consistia em forçar o pó de argila quase seco para moldes, os quais eram depositados sobre mesa e depois transportados diretamente para o forno, suprimiu a fase de secagem ao sol.

Devido aos avanços no processo de tratamento da argila e moldagem dos tijolos, Hoffman projetou na Alemanha, em 1858, o primeiro forno contínuo para tijolos cerâmicos. A FIGURA 10 mostra um forno Hoffman, construído com diversas câmaras que se encontram ligadas a uma chaminé central, por meio de tubos. O calor é controlado no nível superior do forno.

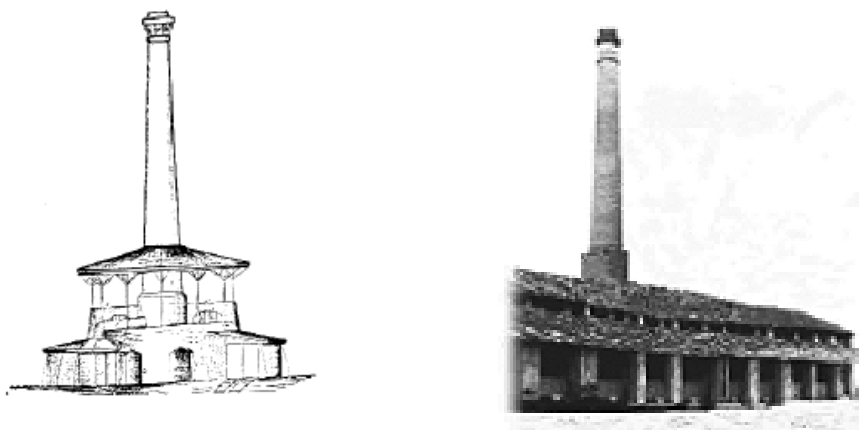


FIGURA 10 – Forno Hoffman projetado na Alemanha em 1858. À esquerda tem-se uma visão global do forno e à direita vê-se uma de suas laterais. Fonte: www.lateriziarchina.it/Storia.htm

¹¹ ELLIOT, C.D. *Technics and architecture: The development of materials and systems of buildings*. MIT Press, Cambridge, Massachusetts, USA. 1992.

O formato dos tijolos, segundo vários autores, entre eles ASSIS (2001), manteve-se constante, paralelepípedo e maciço, desde a pré-história até o século XIX. Em 1813 o inglês Benford Deacon, patenteou um tijolo furado para conduzir o ar quente através de chaminés desde as cozinhas até aos sótãos. Esta invenção não teve grande sucesso, provavelmente por que os furos eram feitos manualmente nos tijolos ainda frescos. Mais tarde, Prince Metternich, da França, enviou algumas amostras de tijolos furados semelhantes aos ingleses para serem objeto de ensaios no Instituto Politécnico Imperial de Viena. Depois de terem sido realizados vários ensaios para determinação da resistência, foram testados em construção. Em 1843, Robert Beart patenteou o primeiro processo mecânico para furar os tijolos, de forma eficiente e econômica. O francês Henri Borie, em 1848, obteve patente de uma máquina semelhante à de Beart.

A primeira grande ameaça ao domínio da alvenaria como solução estrutural ocorreu quando se iniciou a produção de vigas e pilares de ferro fundido, em meados do século XIX. No final deste século, as técnicas de construção de edifícios altos já tinham eliminado a necessidade de grandes espessuras para as paredes, nos níveis mais baixos, segundo LOURENÇO (1999) e ASSIS (2001).

O grande golpe à alvenaria como elemento estrutural ocorre no início do século XX, quando a Alemanha, França e Reino Unido regulamentam as estruturas de concreto armado.

De acordo com ASSIS e CHAHUD (2004), a diminuição na demanda de mercado para os produtos cerâmicos no setor de suporte de carga pode, em grande escala, ser atribuída ao fato de que o desenvolvimento técnico-científico das regras de projeto ficou atrasado em relação ao concreto e aço. Esta falta de uma boa base para projeto e cálculo impede aplicações inovadoras e causa entendimento insuficiente quando ocorrem patologias nos elementos estruturais. Independente do material utilizado, muitas questões estruturais permaneceram ou permanecem sem resposta, e as tradicionais normas práticas tornam-se inadequadas tão logo são descobertas novas aplicações fora do campo de experiências usuais. A gravidade da situação, entre outros problemas, é apontada pelo relatório “segurança de construções de alvenaria – abordagem probabilística”, segundo SIEMES (1985). Ele mostrou que os métodos de cálculo tradicionais não estavam de acordo com o comportamento real de estruturas de alvenaria.

4.2- Conceito estrutural básico

Conforme dizem RAMALHO e CORRÊA (2003), o principal conceito estrutural ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Especialmente no presente trabalho, pode-se admitir existência de tensões de tração em determinadas peças. Entretanto, essas tensões devem preferencialmente se restringir a pontos, além de não apresentarem valores elevados.

Deste modo, o sistema construtivo se desenvolve através de empilhamento puro e simples de componentes (tijolos ou blocos), de forma a cumprir a destinação projetada.

Segundo SABBATINI (200?), uma alvenaria só pode ser assim chamada se os seus componentes forem ligados por argamassa de tal forma que o conjunto possa ser considerado monolítico; caso contrário, não se pode chamar ao conjunto empilhado de alvenaria. Os blocos de solo-cimento encaixáveis são empilhados, com sistema de encaixe macho e fêmea, sem nenhuma argamassa na horizontal. Comumente, conforme ASSIS (2001) está-se atribuindo o mesmo nome “alvenaria” para o painel formado por estes blocos. Talvez este nome possa permanecer em se tratando de uma alvenaria particular, ou melhor, alvenaria insossa.¹² Por concordar com o nobre professor Sabbatini, vou, neste trabalho, considerar, como uma alvenaria uma parede ou painel construído com estes blocos: para a execução dos ensaios de flexão, na montagem das paredinhas, os blocos serão assentados inicialmente sem argamassa ou cola. Após uma avaliação dos resultados dos ensaios de flexão nas paredinhas é que, se necessário, serão preparados novos estudos, agora, com cps colados para avaliar a flexão sob carregamento lateral.

Com o desenvolvimento do sistema construtivo, percebeu-se que uma alternativa para a execução dos vãos, sem a utilização de materiais de menor durabilidade, seria a criação dos arcos. Talvez os mais marcantes exemplos de estruturas que utilizaram este procedimento para a obtenção de amplos espaços internos tenham sido as catedrais góticas do final da idade Média e começo do Renascimento. Essas construções aliaram a beleza à durabilidade dos materiais.

¹² ALVENARIA INSOSSA, é aquela alvenaria construída sem a presença de argamassa entre as camadas. In: FERREIRA, Aurélio Buarque de Holanda. Novo Dicionário da Língua Portuguesa, Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1986. p. 96.

4.3- Desenvolvimento do sistema

A alvenaria pode ser considerada um sistema construtivo muito tradicional, por ter sido utilizada desde o início da antiguidade para executar obras variadas. Foram utilizados blocos de vários materiais como argila, pedra e outros, em obras que desafiaram o tempo. Monumentos de grande importância histórica, vencendo milênios, chegaram aos nossos dias.

O que se pretende apresentar a seguir é um rápido resumo da evolução desse sistema construtivo, destacando os seus aspectos estruturais.

Pirâmides de Gizé

A FIGURA 9, mostra as três grandes pirâmides, Quéfren, Quéops e Miquerinos. Na maior delas, túmulo do faraó Quéops, na sua construção, foram utilizados aproximadamente 2,3 milhões de blocos, com peso médio de 25 kN. Estes símbolos da antiguidade mostram a capacidade dos faraós de mobilizarem verdadeiros exércitos de trabalhadores durante longo período. No entanto, do ponto de vista estrutural, estas obras não apresentam nenhuma grande inovação, sendo construídas por meio da colocação de blocos, uns sobre os outros, de maneira a produzirem a forma piramidal que as caracterizam.

Coliseu

Esse grande anfiteatro, com capacidade para 50.000 pessoas, com mais de 500 metros de diâmetro e 50 metros de altura é um exemplo da arquitetura colossal romana. Construído próximo a 70 d.C, possuía 80 portais, de forma que todas as pessoas que estivessem assistindo ao espetáculo pudessem entrar e sair com grande rapidez. Quanto ao aspecto estrutural, observa-se uma característica interessante, caso se compare os teatros romanos com os gregos. Estes aproveitavam desníveis naturais dos terrenos, e aqueles eram suportados por pórticos formados por pilares e arcos. Essa característica estrutural lhes conferia uma maior liberdade em termos de localização. A FIGURA 11 mostra a parte interna do coliseu.



FIGURA 11 – Vista do interior do coliseu. Destaque para os portais e parte inferior em arcos. Fonte: www.encyclopédia.com.br

Estação da Luz

Os ingleses chegaram ao Brasil para o desenvolvimento de ferrovias e, em 1807, construíram a Estação da Luz, obra em alvenaria, no centro da cidade de São Paulo, mostrada pela FIGURA 12. Relativamente à estrutura, utilizaram elementos em aço importados da Inglaterra para os maiores vãos e, para os menores, mais uma vez está presente o arco.



FIGURA 12 – Estação da Luz na cidade de São Paulo com paredes e arcos em alvenaria. Fonte: www.encyclópédia.com.br

Teatros brasileiros

Vários teatros foram construídos no Brasil, utilizando-se a alvenaria como elemento resistente. Algumas dessas obras, como por exemplo, o Teatro Amazonas, em Manaus, foram totalmente importadas da Europa, mostrada na FIGURA 13. Como curiosidade, apresentam-se as datas de inauguração de algumas delas: Teatro São João – Salvador, Bahia em 1812; Teatro São Pedro de Alcântara – Rio de Janeiro, em 1813 (denominado Teatro João Caetano); Teatro Santa Isabel – Recife, Pernambuco, em 1850; Teatro São Pedro – Porto Alegre, Rio Grande do Sul, em 1858; Teatro Lírico (antes Imperial Teatro D. Pedro II) – Rio de Janeiro, inaugurado em 1871 e demolido em 1933/34; Teatro da Paz – Belém, Pará, em 1878; Teatro Amazonas – Manaus em 1896; Teatro Municipal do Rio de Janeiro, em 1909, e Teatro Municipal de São Paulo, em 1911. Guarda até o momento a sua suntuosidade e beleza arquitetônica, graças à manutenção e à perseverança de restauradores anônimos.



FIGURA 13 – Teatro Amazonas, construído na cidade de Manaus, em 1896. Fonte: www.encyclópédia.com.br

Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais

Os prédios mais antigos da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais foram construídos na década de 1920, em alvenaria de tijolos maciços assentes em argamassa de cal e areia. As paredes dos primeiros pavimentos têm espessura de 60 cm, e as do segundo tem uma espessura de 25 cm. Vigas de madeira (peroba do campo), com até 8

m de vão, sustentam divisórias de madeira do segundo pavimento. Todo o pátio central é circundado por corredores construídos com arcos em alvenaria de tijolos comuns e sustentados por colunas de concreto em forma helicoidal. As lajes dos corredores foram construídas em argamassa estucada em tela metálica pregadas no engradamento do pequeno telhado. A cobertura é sustentada por arcos de alvenaria de tijolos maciços, os quais se apóiam em pilares de concreto na forma helicoidal. A FIGURA 14 mostra a Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais – PUC Minas a partir de uma foto aérea.



FIGURA 14 – Campus da PUC Minas, no bairro Coração Eucarístico em Belo Horizonte. Fonte: www.pucminas.br

4.3.1- Marcos da alvenaria estrutural

Edifício Monadnock

Como diz SINHA (2002), o edifício Monadnock, construído em Chicago de 1889 a 1891, tornou-se um símbolo clássico da moderna alvenaria estrutural. Com seus 16 pavimentos e 65 m de altura, foi considerada uma obra ousada, como se explorasse os limites dimensionais possíveis para edifícios de alvenaria. Entretanto, por causa dos métodos empíricos de dimensionamento, suas paredes da base têm espessura de 1,8 m. Acredita-se que, se fosse dimensionado hoje, com os procedimentos atuais, com os

mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm. A FIGURA 15 ilustra em perspectiva o grande marco da alvenaria estrutural que é o edifício Monadnock construído na cidade de Chicago – USA.



FIGURA 15 – Edifício de 16 pavimentos, construído em alvenaria resistente (estrutural), na cidade Chicago – USA, em 1891. Fonte: www.rootsweb.com

Alvenaria não-armada na Suíça

Outro marco importante na história das construções em alvenaria foi o edifício construído em 1950, por Paul Haller, na Basileia, Suíça. Com base em ensaios de 1600 paredes, o arquiteto suíço projetou e construiu um edifício, com 13 pavimentos e 42 m de altura, executado em alvenaria estrutural não armada. A espessura das paredes é de 15 cm, para as internas e 37,5 cm, para as externas conforme RAMALHO e CORRÊA (2003).

Considerando-se que as paredes internas recebem a maior parte das cargas da edificação, pode-se concluir que o dimensionamento deve ter sido realizado com base

em procedimentos não muito diferentes dos que se utilizam na atualidade. Segundo o professor Luiz Sérgio Franco, esse edifício teria hoje a espessura de 30 cm para as paredes mais baixas e mais solicitadas, FRANCO (1992).

Alvenaria armada nos EUA

Segundo a NBR 10837, alvenaria armada é aquela construída como blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração. Segundo Amrhein,¹³ citado por RAMALHO e CORRÊA (2003), o mais alto edifício em alvenaria estrutural da atualidade é o Hotel Excalibur, em Las Vegas, EUA, mostrado pela FIGURA 16. O complexo do hotel é formado por quatro torres principais, com 28 pavimentos, cada uma contendo 1008 apartamentos. As paredes estruturais foram executadas em alvenaria armada de blocos de concreto e a resistência especificada na base foi de aproximadamente 28 MPa.

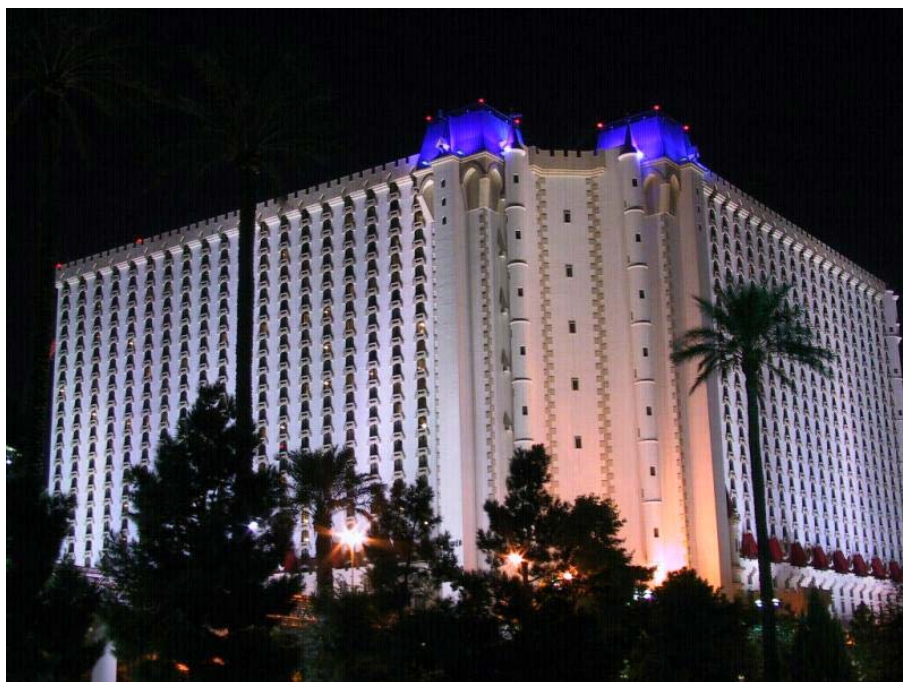


FIGURA 16 – Vista noturna de uma parte do Hotel Excalibur em Las Vegas nos EUA.
Fonte: www.community.webshots.com

¹³ AMRHEIN, J. E. *Reinforced Masonry engineering handbook*. 5th Ed., Los Angeles, USA, Masonry Institute of America. 1998.

Edifícios em alvenaria estrutural no Brasil

A cronologia das construções realizadas com blocos vazados estruturais apresenta variações, dependendo do autor, mas segundo RAMALHO e CORRÊA (2003), pode-se considerar que os primeiros edifícios brasileiros, em alvenaria estrutural surgiram em 1966, em São Paulo. Nestes edifícios, que tinham apenas quatro pavimentos, foram utilizados blocos de concreto. Os mais elevados foram construídos também em São Paulo, em 1972. Estes levam o nome de Central Parque Lapa, construídos com 12 pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto. Em São José dos Campos, foi construído um edifício de 16 pavimentos, em alvenaria armada de blocos de concreto. Somente em 1977 se tem notícias dos primeiros edifícios com nove pavimentos executados com blocos sílico-calcário e com paredes de 24 cm de espessura.

4.3.2- Estado da arte em relação à alvenaria

a- Alvenaria rolada

Um dos mais novos conceitos em alvenaria, desenvolvido ultimamente, é a alvenaria rolada. O sistema, utilizado em vários países da Europa, foi criado na Áustria pelo grupo Wienerberger, maior produtor mundial de blocos cerâmicos vazados. A alvenaria rolada emprega blocos com superfície de assentamento retificada, com precisão de $\pm 0,5$ mm, o que permite aplicação de argamassa com no máximo 3 mm de espessura, depositada sobre a área útil do bloco através de um aplicador, composto de um pequeno reservatório metálico de argamassa ao qual é acoplado um rolo, também metálico, e um cabo para puxar o conjunto. Não ocorre penetração de argamassa nos vazados dos blocos. Estes blocos que foram desenvolvidos, para possibilitarem rigorosa isolamento térmica, sem necessidade de componentes de isolamento complementares, apresentam largura de 375 mm, altura de 249 mm e comprimento de 250 mm. A FIGURA 17 mostra o assentamento da argamassa industrializada específica para juntas finas, composta de cimento, areia e aditivo celulósico, como diz CAVALHEIRO (2004).¹⁴

¹⁴ CAVALHEIRO, Odilon Pancaro. *A moderna alvenaria estrutural cerâmica na Europa*. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, Rio Grande do Sul. 2004. 12 p.



FIGURA 17 – Colocação da argamassa em blocos retificados - Alvenaria rolada. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Ainda, segundo CAVALHEIRO (2004) empregam-se, também, blocos não retificados de 375 mm de largura ou mesmo de 300 mm, precisando, nestes casos, de juntas de argamassa de 10 a 20 mm. Para compensar a perda do desempenho térmico devida à introdução de junta mais espessa, em geral é assentada uma fita de lã mineral, a qual isola a ponte térmica da argamassa. Neste caso, o assentamento da argamassa é feito com um gabarito e com a colher de pedreiro, como mostrado na FIGURA 18.



FIGURA 18 – Colocação da argamassa e isolante térmico em blocos não retificados. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Sem dúvida, a alvenaria rolada, em parede única, representou um avanço em relação ao tradicional sistema de paredes duplas (com isolante térmico), simplificando a execução da parede, tornando-a mais econômica, e sem perda do desempenho térmico. O consumo de argamassa é bastante baixo ($2,5 \text{ litros/m}^2$), sendo os sacos da mistura industrializada entregues junto com os blocos na quantidade correta, com o custo já incorporado no preço destes, simplificando sensivelmente a gestão destes insumos no canteiro.

No entanto, deve-se considerar, na alvenaria rolada, que uma junta tão fina de argamassa não tem condição de absorver movimentações higr-térmicas e mesmo pequenos recalques de apoio que a estrutura venha a sofrer. Estes esforços deverão ser absorvidos, basicamente, pelos blocos, que, pelo seu peso (173 N), robustez e resistência à tração, apresentam condições favoráveis para tal. Com blocos mais leves, como os usualmente empregados no Brasil, com largura de 140 mm (massa da ordem de 6 a 8 kg), uma junta de argamassa tão fina possivelmente não permitiria um bom desempenho da parede frente aos agentes citados.

a.1- Blocos e peças especiais

Diversos componentes, segundo CAVALHEIRO (2004), são utilizados na execução das paredes de alvenaria, dentre os quais desperta atenção o bloco “multi-ângulo”, mostrado na FIGURA 19, pelas possibilidades que o mesmo oferece ao arquiteto para projetar paredes segundo as mais diversas direções. O bloco, na realidade considerado como componente de pilar (possui vazado para colocação de armadura), é facilmente separável em duas partes, através de suaves golpes de machadinha. Este bloco-pilar foi lançado recentemente na Europa.



FIGURA 19 – Separação e uso do bloco multi-ângulo. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

As amarrações se processam à 1/3 de bloco, diferente do usualmente empregado no Brasil, onde as juntas verticais de uma fiada para a subsequente estão afastadas de meio bloco (amarração 1/2). Isto exige um bloco de 2/3 de comprimento do bloco principal da família. Outros blocos importantes são os mostrados na FIGURA 20, que contêm espaço para a colocação de armadura, devidamente grauteada, em certos pontos da parede e, principalmente, nos cantos. Os blocos mostrados na FIGURA 20, também são chamados de blocos-pilar. Na família de 370 mm de largura, são empregados blocos como o mostrado na FIGURA 20a, de comprimento igual a 250 mm e abertura 125 mm x 125 mm. Já para a família de 300 mm de largura, são utilizados os blocos complementares mostrados na FIGURA 20b, de comprimento igual a 425 mm e abertura (140 x 140) mm². As variações nos comprimentos destes blocos especiais são

para ajustá-los à modulação 1/3, sem necessidade de cortes dos blocos principais. Estes blocos viabilizam a Alvenaria Estrutural Armada e mesmo a Não Armada, quando armaduras construtivas são recomendadas.

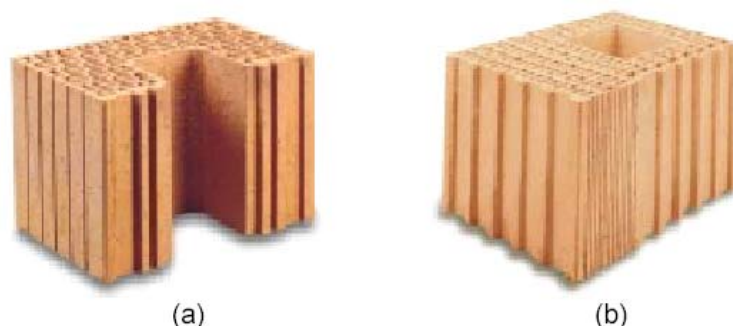


FIGURA 20 – Blocos-pilar. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Outro tipo de bloco, no entanto, muito parecido com os utilizados no Brasil, também tem sido empregado na Europa. Trata-se de um bloco de faces retificadas com duas grandes perfurações verticais, como mostrado na FIGURA 21, que serão sempre grauteadas, sem vibração, em geral durante a concretagem da capa da laje (usualmente pré-moldada). A amarração deste tipo de bloco se dá ao 1/2 do comprimento, como no Brasil, para permitir a perfeita coincidência dos vazados. A aplicação da argamassa de assentamento é através do mesmo dispositivo, anteriormente mencionado, utilizado na alvenaria rolada. Estes blocos têm larguras de 175 mm ou 240 mm, altura de 249 mm e comprimento igual a 373 mm, pesando 12,2 daN e 16,7 daN, respectivamente. A resistência à compressão é da ordem de 8 MPa, apresentando isolamento acústico de 52 e 55 dB, dependendo da espessura, conforme CAVALHEIRO (2004).



FIGURA 21 – Bloco para grauteamento, retificado. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Outra peça importante para o sistema é a canaleta “U”, mostrada na FIGURA 22. Ela serve para formação das vergas e execução de cintas de amarração sobre as paredes.



FIGURA 22 – Bloco canaleta. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Cabe-nos, fazer uma rápida consideração com relação à furação “horizontal” desta peça, em especial na parte inferior. Parte da carga da laje sobre a cinta será transmitida pelas

paredes verticais das canaletas e parte pela base (via viga armada concretada no interior da cinta). É justa, neste último caso, a preocupação com a resistência desta parte inferior, que se assemelha a um típico bloco de vedação (furos na horizontal) e, portanto, de resistência à compressão axial mais baixa que a dos demais blocos estruturais do sistema, de vazados verticais.

Algumas peças são de uma perfeição dimensional e acabamento muito bons, como pode-se perceber nos peitoris alveolares, com isolantes térmicos, mostrados na FIGURA 23.



FIGURA 23 – Peitoris alveolares. Fonte: “Batimat 2003, Paris” citado por Cavalheiro (2004)

a.2- Detalhes construtivos

Para CAVALHEIRO (2004), o sistema de alvenaria rolada, ou não, sobre uma laje ou contra piso exige um perfeito nivelamento da primeira junta de argamassa, em geral mais forte e com algum produto impermeabilizante. Na alvenaria rolada esta etapa tem maior importância ainda, pois, com o sistema de aplicação de argamassa utilizado, não é possível posteriores ajustes de espessura das juntas. A pesquisa do ponto mais elevado da laje é fundamental para a determinação das espessuras das juntas nos diferentes pontos, objetivando o nivelamento da alvenaria. O nível laser, utilizado por algumas construtoras na Europa, tem sido importante nesta tarefa, complementado posteriormente por dispositivos que permitem realizar a contento a tarefa de assentamento da primeira fiada, como o mostrado na FIGURA 24a. Ele é composto de perfis de alumínio sobre bases reguláveis. Os blocos são encaixados nas extremidades, com juntas secas, como pode ser observado na

FIGURA 24b. No entanto, eles possuem uma reentrância maior no centro de cada face transversal extrema e, quando unidos, formam pequenas “bolsas” que são argamassadas, num determinado percentual, ou na totalidade no caso de obras em zonas sísmicas.



FIGURA 24 – Confeção da junta de base (a) e colocação dos blocos retificados (b).
Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France”, citado por CAVALHEIRO (2004)

A FIGURA 25 mostra como corrigir uma ponte térmica entre uma laje pré-moldada e o exterior. Uma tira de isolante térmico (isopor, espessura de 4 cm) é interposta entre o concreto da nervura da laje sobre a parede e um bloco de extremidade de menor largura. Neste caso específico, o modo como operam construtoras européias não difere muito do que é praticado no Brasil, em alguns projetos, mas tem outra finalidade, a de permitir uma movimentação da laje. Observe-se a não existência da canaleta nesta composição.

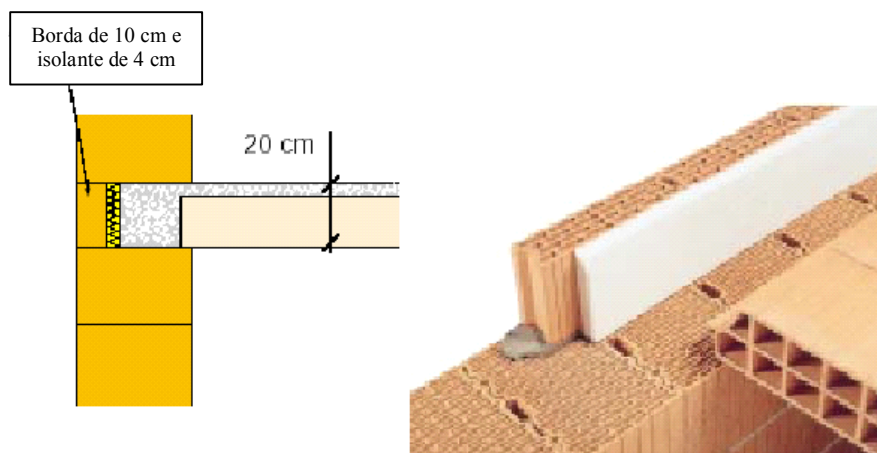


FIGURA 25 – Correção de ponte térmica. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Com relação às lajes, também não existem grandes diferenças em relação ao que é utilizado no Brasil, na alvenaria estrutural. Parece haver, no entanto, da parte das construtoras européias, uma tendência de uso de lajes pré-moldadas e pré-fabricadas de diferentes tipos, entre os quais, as compostas por placas alveolares em concreto armado e as nervuradas formadas por vigotas com base de concreto armado e treliças espaciais, preenchidas por elementos (tabelas) de concreto, cerâmica, isopor ou madeira, sendo as vigotas posteriormente concretadas. A tabela de madeira, mostrada na FIGURA 26, é uma novidade. É constituída de fibras de madeira, coberta por cola à base de resina sintética termo-endurecida. As dimensões da tabela são 120 cm x 52,8 cm, com alturas de 13 cm e 16 cm, exigindo capa de concreto de espessuras variando de 4 cm a 6 cm, para vãos das vigotas de 4,25 m a 5,50 m. As peças, de 6 kg apenas, são “encaixáveis”, o que facilita o transporte e a colocação. Outro aspecto interessante é o acabamento decorativo da parte inferior.



FIGURA 26– Vigotas treliçadas e tabelas de madeira. Fonte: “Catalogo 2003 Plancher Aço, France” citado por CAVALHEIRO (2004)

Para finalizar este item, a FIGURA 27 mostra um prédio em alvenaria estrutural, de 8 pavimentos, em construção, na França, com blocos retificados e argamassa de assentamento em torno de 3 mm de espessura.



FIGURA 27 – Prédio de alvenaria estrutural na França. Fonte: “Catalogo 2003 Wienerberger, France”, citado por Cavalheiro (2004)

a.3- Comentários

O que se deve ficar claro, neste item, conforme destaca CAVALHEIRO (2004) é uma das mais significativas mudanças no Sistema Construtivo em Alvenaria Estrutural ocorridas nos últimos anos na Europa, ou seja, a alvenaria rolada com juntas finas (*maçonnerie roulée à joints minces*). Em boa parte desse trabalho, baseamo-nos em informações e ilustrações obtidas do Catálogo 2003 do fabricante de blocos Wienerberger, edição francesa, até por ser este grupo, o criador do sistema. A partir de 1996, artigos diversos sobre o assunto, ainda em estudo na França, despertaram interesse de pesquisadores em alvenaria, e em especial do Professor Odilon Pancaro Cavalheiro, que em 1998 visitou o CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment), em Paris, em busca de maiores informações sobre o tema. O CSTB coordenou um vasto programa experimental para validação dos resultados obtidos em laboratório e canteiros experimentais com tal sistema, para uso do mesmo na França. Hoje, o método de cálculo para alvenaria rolada já consta do Eurocode 6 (Norma

unificada de alvenaria estrutural para a comunidade europeia) e está sendo empregado, principalmente, na Áustria, Alemanha e França.

O aspecto mais significativo das informações do artigo de CAVALHEIRO (2004) provém da constatação de que a moderna alvenaria estrutural na Europa começa a ter pontos muito comuns com a alvenaria com blocos encaixáveis. No Brasil não se chegou, ainda, na era dos blocos cerâmicos retificados, o que até pode ser explicado pelas considerações feitas anteriormente sobre o sistema de juntas finas de argamassa quando utilizado com blocos relativamente leves. É inegável, porém, que, por não se ter o mesmo rigor de desempenho térmico das edificações europeias, as construções em alvenaria no Brasil se tornam mais econômicas e o Sistema de Alvenaria, como um todo, é mais ajustado em termos de coordenação modular, face à utilização de blocos de mesma largura, em geral, para paredes externas e internas. Isto permite uma amarração mais eficiente, além de melhorar a construtibilidade.

Os blocos encaixáveis, sem dúvida, podem representar um avanço em relação à alvenaria brasileira. Percebe-se que estes blocos não têm nada a perder para os blocos retificados europeus, pois todos eles já são produzidos com variação dimensional da ordem de 0,5 mm e sem retífica, segundo o autor deste trabalho.

Na Europa, como a preocupação maior é com a envoltória da edificação, muitas vezes a parede externa precisa ser “rasgada” para permitir a amarração de parede interna e respectivo isolamento térmico.

Do trabalho de CAVALHEIRO (2004), além dos aspectos relativos à cultura deve-se explorar ainda algumas contribuições importantes para a alvenaria brasileira. A experiência europeia com relação à alvenaria rolada de juntas finas, aqui retratada de forma sucinta, poderá ser útil no sentido de sensibilizar a comunidade da alvenaria cerâmica brasileira visando a que ela comece a pensar na possibilidade de produzir blocos retificados e com geração de vazios após a queima, objetivando maior eficiência térmica em nossas obras, com menor consumo de energia tanto para refrigeração como para aquecimento, e à redução do volume de argamassa e mão-de-obra. Seria necessário, vencida a etapa de retificação dos blocos, profundos estudos teórico-experimentais com relação ao comportamento de juntas finas de argamassa de 1 mm a 3 mm de espessura, em blocos cerâmicos de 140 mm de largura e grande área de vazados, como os usualmente empregados no Brasil. A redução da espessura da junta conduz à elevação do módulo de deformação da estrutura, tornando-a mais rígida, quando não

armada, possivelmente impossibilitando-a de absorver as movimentações naturais sem danos para a edificação. O desenvolvimento de misturas de argila com materiais capazes de gerar vazios após a queima, aumentando a porosidade do material, como comentado anteriormente, poderá, por si só, ser uma linha de pesquisa a ser perseguida para obtenção de blocos de melhor desempenho térmico.

Por fim, seguindo CAVALHEIRO (2004), destaca-se que, uma vez atingido um nível satisfatório de definição do processo a ser utilizado, com refinada integração de todos os projetos componentes do “Projeto de Alvenaria Estrutural”, materializado em inúmeras e bem detalhadas pranchas de desenho, será decisivo o controle de execução da obra, em todos os seus aspectos, com mão-de-obra consciente e treinada, evitando-se ao máximo, a “cultura do improvisado”.

b- Blocos encaixáveis

A partir das bibliografias referenciadas neste trabalho, pode-se perceber, que estudos com blocos e ou tijolos intertravados, ou encaixáveis, não têm sido muito comuns. Por esta razão, acredita-se ser pertinente e necessário procurar contribuir para o avanço do conhecimento relativamente a este tema. A seguir serão destacadas algumas contribuições já apresentadas por trabalhos relacionados à pesquisa tecnológica com blocos encaixáveis na Tailândia e Bélgica.

Para WEINHUBER (1993), as pesquisas com blocos encaixáveis não são muito comuns, porém, há alguns estudos desenvolvidos na Tailândia, bem como na Malásia e nas Filipinas que datam de 1960. Nestes países, casas, que tradicionalmente eram de madeira, foram construídas com blocos encaixáveis, em áreas rurais. O governo da Tailândia, preocupado com a utilização indiscriminada da madeira na construção de habitações, quando tinha somente 30% de florestas, incentivou pesquisas com materiais alternativos, principalmente o solo-cimento prensado. O Instituto Tailandês de Pesquisas Científicas e Tecnológicas (TISTR) baseou suas pesquisas nas experiências desenvolvidas na Colômbia, nos idos de 1956. Os estudos iniciais utilizaram-se as prensas cinva-ram, manuais, adaptadas dos modelos colombianos. A adaptação dos tailandeses do sistema de tijolos comuns prensados não foi considerada satisfatória, pois verificaram que, devido principalmente à falta de mão-de-obra treinada, o consumo de cimento e o tempo gasto para a construção foram considerados muito altos.

Conforme RIGASSI (1995) e GUILLAUD (1995), estas desvantagens iniciais conduziram a um desenvolvimento de blocos encaixáveis orientados pelo Instituto Asiático de Tecnologia em Bangkok. As primeiras construções nas quais se utilizaram estes blocos encaixáveis, na Tailândia, datam de 1994. Entre 1989 e 1994, o Centro de Pós-Graduação da Universidade Católica de Leuven, Bélgica, assistiu às pesquisas em Bangkok e aperfeiçoaram os blocos encaixáveis.¹⁵ O grupo de pesquisa da Universidade Católica de Leuven considerou que os blocos encaixáveis atingiram um alto grau de maturidade, relativamente às formas e misturas. As formas desenvolvidas podem ser visualizadas através da FIGURA 28:

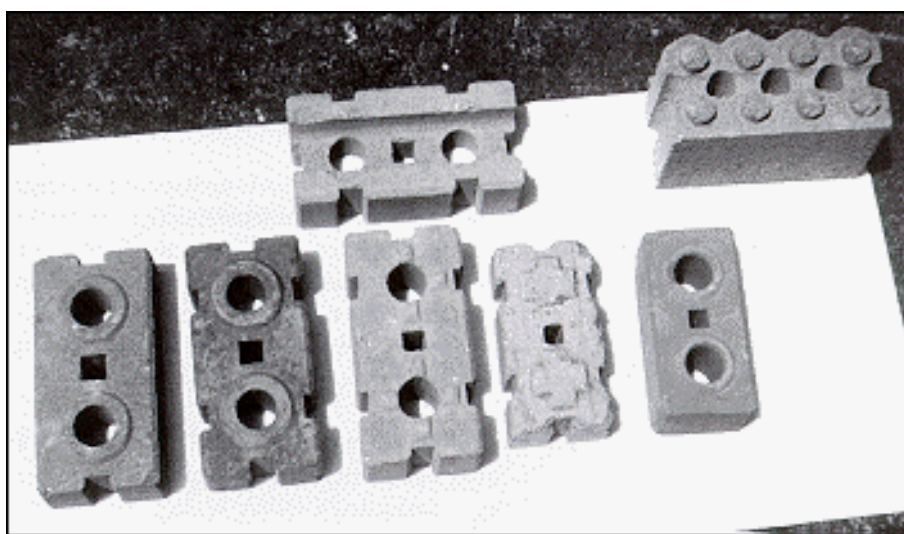


FIGURA 28 – Blocos de solo-cimento prensados e desenvolvidos na Universidade Católica de Leuven, na Bélgica e inseridos nos estudos de Bangkok. Fonte: ITERBEKE (1994)

b.1- Materiais utilizados para a produção dos blocos

- *solo-cimento* – os traços utilizados foram 1:6 e 1:10 (cimento:solo), traços estes em volume. Os responsáveis pelos estudos consideraram essenciais pré-estudos em laboratório para justificar o traço recomendado;
- “*Rice husk ash (RHA)*” – “Cinza de casca de arroz” – A quantidade de cimento relativa a RHA, foi $\frac{1}{4}$, sendo o traço medido em volume. Dois tipos de blocos foram produzidos: os brancos, com a resistência à compressão de 4 MPa, usando cinzas (sílica heterogênea) de fornos, e

¹⁵ Os primeiros modelos de blocos intertravados patenteados pelo autor deste trabalho foram registrados no Brasil, em 1979, os quais mais tarde receberam a marca registrada Tijolito.

queimados até 900° C; e blocos pretos, com a resistência à compressão¹⁶ de 1,4 MPa, usando-se cinza de caldeira, e queimados até 1200° C; e

- *concreto* – a mistura típica usada foi 1:5:3 (cimento-areia-brita).

b.2- Formas e dimensões diferentes foram produzidas, quais sejam:

- blocos inteiros (300x150x100) mm³, utilizados em todas as paredes-padrão;
- meios-blocos (150x150x100) mm³, os quais podem ser “moldados” neste tamanho, ou obtidos através do corte de blocos inteiros;
- blocos-canal, de mesmo tamanho que os blocos inteiros e meios-blocos, mas com um canal ao longo do eixo longitudinal, no qual se pode utilizar concreto armado para reforçar as vergas (lintel) e ou contravergas.

Os blocos encaixáveis podem ser produzidos em moldes especiais, onde a compactação pode ser feita manual ou mecanicamente, dependendo do tipo de bloco, material usado, qualidade requerida e recursos disponíveis. Os blocos podem ser produzidos diretamente no local da construção, ou em larga escala em uma fábrica com estrutura apropriada.

Em Bangkok, os blocos de solo-cimento da pesquisa foram fabricados em prensas operadas manualmente (Cinva-Ram modificada). Dois trabalhadores prepararam a mistura de solo-cimento, colocaram-na dentro do molde e fecham a tampa. A compactação era feita por um terceiro trabalhador, que puxava uma longa alavanca de aço para baixo. Depois de abrir a tampa, o bloco é retirado por um quarto trabalhador que o empilha em um local com sombra, para curar. A prensa utilizada pode ser vista na FIGURA 29. A matriz foi construída para a produção de um bloco de cada vez, como diz ETHERINGTON (1993).

¹⁶ A resistência indicada no texto original é 1,4 MPa, para os blocos queimados até 1200° C. Tentou-se encontrar redação semelhante em outras partes do texto, para confirmar esta resistência, porém não se encontrou. Acredita-se que se com 900° C atingiu-se 4 MPa, com uma temperatura maior esta resistência deveria ser maior. Poder-se-ia achar 14 MPa? Na dúvida, optou-se por apresentar o número grafado no texto sem fazer nenhuma correção.

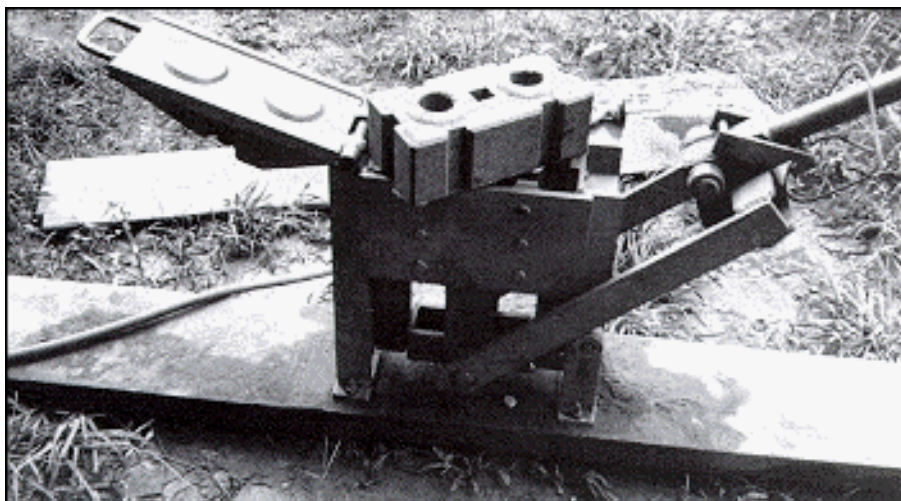


FIGURA 29 – Prensa adaptada da Cinva-Ram, para produzir um bloco por vez.
Fonte: ITERBEKE (1994)

Segundo ITERBEKE (1994), os tijolos produzidos com RHA e blocos de concreto precisam ser prensados e vibrados, para uma compactação apropriada. Por isso, a prensa manual não é útil. Se a meta for uma alta resistência, pode-se colocar os moldes em uma mesa vibratória, ou utilizar vibrador portátil fixados nas laterais do molde. Depois de retirados dos moldes, os blocos são colocados em paletes para cura.

As paredes são construídas, posicionando-se a primeira fiada sobre a argamassa de assentamento. Para que o sistema funcione, os blocos devem ser colocados “secos” sobre a fundação em torno de toda a construção. É necessário ter certeza de que eles se encaixam exatamente próximos uns dos outros (sem frestas), e de que um exato número de blocos inteiros é usado. Quando assentada a primeira fiada sobre a argamassa de assentamento, cuidados devem ser tomados para assegurar que os blocos estejam perfeitamente horizontais, e em linha reta, ou em ângulos retos nos cantos.

Uma vez que a primeira fiada esteja endurecida, os próximos blocos são empilhados a seco, utilizando-se um martelo de madeira ou borracha para colocá-los delicadamente em posição. Até 10 fiadas podem ser colocadas de cada vez, antes que os furos sejam preenchidos com uma argamassa líquida: uma parte de cimento para 3 partes de areia (ou solo e RHA) para uma parte de água.

É aconselhável colocar blocos-canal em torno da construção, nas contravergas das janelas, para posterior colocação da armadura e do concreto. Eles devem ser dispostos também diretamente acima das portas e janelas, nas vergas (lintel) para receberem o

concreto armado, e diretamente abaixo do teto para finalizar as paredes com uma cinta em todo o contorno da construção. Para aumento da estabilidade estrutural, especialmente em regiões de terremotos, barras de aço ou de bambu devem ser colocadas nos furos verticais, especialmente nos cantos, junções de paredes e nos dois lados de aberturas.

Estes blocos encaixáveis são apropriados para construções de paredes de vedação ou resistentes, para dois ou mais pavimentos, desde que a altura da parede não ultrapasse 20 vezes a sua espessura, e trechos de paredes sem reforços ou paredes cruzadas não excedam 4,5 m de comprimento (para evitar empenamento). A aplicação deste bloco é visualizada através da FIGURA 30.



FIGURA 30 – Casa construída com blocos de concreto encaixáveis, na Tailândia.
Fonte: TISTR (1994)

Segundo TISTR (1994), tem-se um exemplo de uso de bloco encaixável na construção de paredes resistentes num prédio escolar, em Chiang-mai, na Tailândia, conforme pode ser visualizado na FIGURA 31.



FIGURA 31 – Prédio escolar em Chiang-mai na Tailândia. Fonte: ITERBEKE (1994)

b.3- Vantagens dos blocos encaixáveis, segundo ITERBEKE (1994)

Usualmente os materiais requeridos para a produção de blocos e construção de prédios encontram-se disponíveis localmente na maioria das regiões; desta maneira, em áreas nas quais a madeira é escassa e cara, a construção com blocos encaixáveis tem vantagens ambientais (além de poder reduzir o desmatamento, utiliza pouca energia para a produção e transporte):

- ao contrário do que acontece com as construções em madeira, cupins não podem causar estragos aos blocos;
- comparando com a alvenaria convencional, blocos intertravados economizam tempo de construção e uma grande quantidade de argamassa, que seria requerida para as juntas horizontais e verticais;
- os custos podem ser mais baixos que construções de alvenaria tradicional: não há necessidade de alvenaria de alta complexidade (exceto para a base); economiza-se o cimento (menos argamassa) e aumenta-se a velocidade da construção;
- comparando-se com construções de madeira, a estabilidade estrutural e a durabilidade de construções de blocos encaixáveis podem ser muito maiores. Os furos verticais e os blocos-canal possibilitam formas de inserir

reforços de aço em partes vulneráveis das construções, para aumentar a resistência a ventos e terremotos;

- blocos intertravados podem ser produzidos em pequena escala no próprio local da obra (para construção tipo auto-ajuda ou mutirão), ou em larga escala em unidades de produção centralizada; e
- a técnica de blocos intertravados pode ser utilizada para construções de prédios com vários pavimentos, da mesma maneira que serve para construções com alvenaria tradicional.¹⁷

Segundo o autor deste trabalho, blocos intertravados ou encaixáveis, podem ser utilizados, sem risco, em construções habitacionais de um e dois pavimentos, o que pode ser constatado através das fotos a seguir, gentilmente fornecidas pela Construtora Andrade Gutierrez.

A edificação apresentada pela FIGURA 32 foi construída em Brasília – Distrito Federal do Brasil em uma feira de tecnologias de baixo custo. Na época foram reunidas mais de vinte tecnologias, utilizando-se vários materiais de construção. A casa visualizada através da FIGURA 32, construída com blocos de solo-cimento encaixáveis, foi extremamente bem recebida pela comunidade local.



FIGURA 32 – Casa construída em Brasília – Distrito Federal - 1992

¹⁷ O autor deste trabalho considera que há necessidade de um maior volume de estudos e em especial este que ora se propõe, para que realmente se tenha segurança para utilizar os blocos encaixáveis para edifícios de vários pavimentos.

Após a mostra da casa da FIGURA 32, a construtora responsável foi convidada a participar de uma concorrência pública na cidade de Palmas, capital do estado de Tocantins, na qual construiu 706 casas-embrião com 23 m² cada, a agência do Banco do Brasil, a Escola de Ensino Fundamental e casas com um melhor padrão, para abrigarem funcionários do poder municipal local.

A edificação visualizada na FIGURA 33 foi construída em 1995, no pátio de testes do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. Na ocasião, desejava-se estudar com maior profundidade o sistema construtivo desenvolvido pelo autor deste trabalho. Havia interesse, na época, na utilização de blocos encaixáveis em construções na África do Sul. O IPT, orientado pelo autor deste trabalho, executou uma série de estudos no protótipo mostrado pela FIGURA 33. Foram executados vários estudos para se avaliar o desempenho do sistema construtivo composto por blocos de solo-cimento encaixáveis. Como a casa resistiu a todos os testes, o IPT resolveu mantê-la para ser mostrada permanentemente à comunidade científica e tecnológica.



FIGURA 33 – Casa construída no pátio de testes do IPT, para certificação de sistema construtivo composto de blocos encaixáveis

A FIGURA 34 é do escritório no terminal intermodal, construído em 1.995, na cidade de Serra, no Espírito Santo – Brasil, com o objetivo de divulgar o sistema construtivo em que o principal componente da parede é o bloco de solo-cimento encaixável.

Um dos melhores resultados da aplicação do bloco encaixável, ocorreu na cidade de Serra, no Estado brasileiro do Espírito Santo, quando os próprios proprietários das lojas (boxes) de um mercado local, após treinamento, executaram a construção em pouco espaço de tempo.



FIGURA 34 – Escritório do terminal intermodal de Serra do Espírito Santo

A FIGURA 35 apresenta uma parte do conjunto Granja de Freitas III, construído em 1.997. Neste espaço, foram construídas 146 casas geminadas para abrigarem famílias que residiam inicialmente em áreas de risco na cidade de Belo Horizonte – Minas Gerais – Brasil

À semelhança deste conjunto, foram construídas 112 casas geminadas para a Caixa Econômica Federal, dentro do Programa de Arrendamento Familiar, na cidade de Duque de Caxias no Estado do Rio de Janeiro – Brasil.



FIGURA 35 – Parte do conjunto habitacional Granja de Freitas III com 146 unidades geminadas construídas para a Prefeitura de Belo Horizonte - MG

A FIGURA 36 é uma vista panorâmica de um condomínio de alto padrão, construído em 1.998, na cidade de Luanda em Angola – África. Neste condomínio foram edificadas 11 residências com 600 m² cada uma. O acabamento interno foi executado com bastante esmero, mas os moradores não permitiram que a alvenaria fosse revestida, exceto nos banheiros e cozinhas. Como o condomínio foi construído próximo ao oceano atlântico, as águas só são devolvidas ao mar após um tratamento de esgotos de alto nível, feito numa Estação de Tratamento de Esgotos (ETE). Todas as construções de apoio do condomínio foram também executadas com blocos encaixáveis de solo-cimento produzidos na própria obra.

Nesta cidade, foram construídos outros condomínios fechados, o primeiro com vinte casas para funcionários do Banco Comércio e Indústria e mais três com cento e noventa e duas casas construídas para a concessionária de extração e exploração de petróleo de Angola, a empresa Sonangol.



FIGURA 36 – Vista de casas construídas em condomínio de alto padrão, em Luanda, Angola

A FIGURA 37 é uma vista panorâmica de parte do conjunto Sapucaias, construído em 1.997, na cidade de Contagem, estado de Minas Gerais – Brasil. Estas são apenas 17 casas com aproximadamente 40 m², com dois quartos, sala, cozinha e banheiro. Neste conjunto a construtora foi contratada para gerenciar toda a construção de 578 casas em um regime de ação compartilhada com os futuros moradores. Os moradores foram treinados por técnicos e estudantes de arquitetura e engenharia civil que receberam o treinamento de professores e engenheiros de escolas de engenharia da grande Belo Horizonte. As casas foram construídas por todos e posteriormente distribuídas por sorteio, para cada futuro morador.



FIGURA 37 – Vista parcial do conjunto Sapucaias, com casas de 40 m², em Contagem – MG

A FIGURA 38 mostra uma casa-laboratório, construída pelo pesquisador, em 1.993, com o objetivo de estudar e monitorar toda a construção, dia-a-dia e poder auxiliar na construção de um manual para sistemas construtivos com blocos encaixáveis de solo-cimento, a partir de possíveis patologias nela surgidas. Nesta obra, tudo foi construído com o bloco encaixável, exceto as fundações e estrutura de contenção existentes no local. As paredes têm espessura de 110 mm, interna e externamente, exceto em três paredes da região em que há dois pavimentos. Nessa região as paredes são de 220 mm de espessura. Todas as caixas enterradas (gordura, passagem elétrica, esgoto e água pluvial) foram construídas com o mesmo bloco de solo-cimento, objetivando à determinação da durabilidade.



FIGURA 38 – Casa-laboratório, construída em 1993 em Belo Horizonte - MG

b.4- Desvantagens dos blocos encaixáveis

Uma das maiores dificuldades que se encontrou para o desenvolvimento desta pesquisa está relacionada ao baixo volume de documentos científicos e tecnológicos publicados, e estudados, sobre o assunto:

- também, na produção dos blocos, o treinamento é necessário não só para a determinação do tipo correto de solo, proporções da mistura e umidade satisfatória, mas também para se garantir a produção uniforme de blocos (evitando-se que os moldes dos blocos sejam preenchidos indevidamente antes da compactação);
- mesmo com o maior cuidado na construção das paredes, as juntas não são totalmente resistentes ao vento e à penetração de chuva, por isso, a calafetação e pintura das paredes externas são indispensáveis;
- algumas empresas fabricantes de equipamentos oferecem manuais de construção, não técnicos, sugerindo o uso de qualquer tipo de terra (solo) e a manutenção de todas as paredes à vista. Já está provado por várias pesquisas no Brasil e em outros países que o solo tem que estar bem caracterizado e deve ser adequado ao solo-cimento, senão a deterioração das paredes pode ser bastante acelerada. As paredes externas à vista jamais devem ser utilizadas, pois a umidade capilar penetrante pelas juntas secas

atingirá o interior das paredes tornando as habitações insalubres. O usuário final será o mais prejudicado com o aparecimento de mofo e micro organismos prejudiciais à saúde.

b.4- alvenaria com junta seca – pesquisas e normas

Os estudos a seguir apresentados foram escolhidos para este capítulo, por serem os mais próximos do assunto desta tese. O leitor poderá perceber que todas as pesquisas apresentadas utilizaram-se de blocos para comporem paredes, com juntas de assentamento sem argamassa. Ao final da leitura dos resultados das pesquisas é possível notar que o volume de trabalhos relacionados com blocos intertravados é baixo. Ao se procurar pesquisas com painéis de alvenaria compostos de blocos encaixáveis submetidos à flexão, notou-se ser este assunto praticamente inexistente. Principalmente por esta razão, acredita-se que o trabalho desenvolvido nesta tese irá contribuir para cobrir esta lacuna na literatura técnica para blocos encaixáveis.

Ao estudar a alvenaria de junta seca e comparar os resultados com os da alvenaria tradicional, MARZAHN (1997), considerou que é importante discutir e melhor estudar este assunto. Durante o seu estudo ele apresentou as vantagens e desvantagens dos dois tipos de alvenaria, as compostas com juntas sem argamassa e as construídas conforme a alvenaria tradicional. Ele considerou que ambas as alvenaria apresentam uma resistência à tração na flexão perpendicular às juntas de assentamento, muito baixa, mas chamou a atenção de que se o painel for construído com junta seca e necessitar de resistência à tração e/ou ao cisalhamento a solução mais adequada é a proteção do painel, principalmente por que tal alvenaria apresentou uma elevada resistência à compressão, sendo compatível indicar esta solução. Caso o painel com junta seca venha a trabalhar sob compressão, a resistência dele variará com a qualidade superficial do contato dos tijolos ou blocos nas juntas de assentamento. Se a superfície de contato entre os tijolos ou blocos for mais regular, com menor rugosidade, o painel construído com junta seca apresentará uma resistência à compressão maior se comparada com painéis construídos com o mesmo material, porém com uma rugosidade maior.

UZOEGBO (2002) estudou a alvenaria de blocos intertravados fabricados na África do Sul pela empresa Hidraform, testando-os sob carga axial de compressão com e sem

argamassa nas juntas. Este autor, citando o trabalho de Hendry¹⁸, diz que ele chegou a uma relação de 0,9 entre as resistências da parede tradicional argamassada comparada com a resistência de prisma e a um índice entre 0,3 e 0,4 comparando a resistência da parede com a do tijolo. UZOEGBO (2002), citando estudos de Monk¹⁹ indica que ele concluiu ser a alvenaria de junta seca até 50% mais resistente que a alvenaria tradicional argamassada. Morsy²⁰ citado por UZOEGBO (2002) concluiu que a resistência à compressão de prismas com junta seca foi 165% maior que a obtida em prismas com juntas argamassadas. As conclusões de UZOEGBO (2002) para prismas e painéis de alvenaria de juntas secas compostas com blocos intertravados foram: (i) a resistência do painel é proporcional à resistência dos blocos utilizados; (ii) sob carregamento uniforme de compressão os painéis de alvenaria com junta seca, estudados falharam através do desenvolvimento de trincas de tração paralelas ao carregamento axial; (iii) a resistência à compressão do painel estudado foi de 30% da resistência à compressão do bloco; (iv) o processo de encaixe dos blocos na montagem do painel ou prisma com junta seca favorece o alinhamento e estabilidade da parede; (v) em contradição aos estudos de outros autores, aqui apresentados a resistência dos prisma e painel com junta seca foi menor quando comparada com as montagens com junta argamassada.

MURRAY (2007) estudou diferentes configurações de paredes de blocos em junta seca compostas com armadura e graute. Este trabalho apresentou resultados de testes com cargas axiais de compressão. O autor, ao relacionar a capacidade resistente de paredes compostas com blocos com e sem argamassa nas juntas, constatou que não houve diferença entre os resultados dos ensaios executados. Considerou, ainda, que mais estudos devem ser efetuados para avaliar o efeito da excentricidade local e da rugosidade do contato na capacidade da parede para carga axial de compressão. O seu estudo foi executado com seis sistemas de blocos com junta seca, quais sejam: Haener block, Azar block, Sparlock, Durisol, Faswall e Endura block. Segundo o autor, cada sistema apresenta vantagens e desvantagens e em todos os sistemas não há argamassa entre as fiadas. Anand e Ramamurthy²¹, citados por MURRAY (2007) concluíram que o carro chefe das vantagens do sistema de alvenaria sem argamassa é a produtividade e

¹⁸ Hendry, A.W. *Structural Brickwork*, The Macmilan Press Ltd, London. 1981.

¹⁹ Monk, C. *A Historical Survey and Analysis of the Compressive Strength of Brick masonry*; Reserarch report no. 12 (structural clay products research foundation), Geneva, 1967.

²⁰ Mersey, E. *An investigation of mortar properties influencing brickwork strength*; PhD thesis, University of Edinburgh. 1968.

²¹ Anand, K. B., and K. Ramamurthy. "Development and Evaluation of Hollow Concrete Interlocking Block Masonry System." *TMS Journal* Vol. 23, no. No. 1 (December, 2005 2005): 11-19.

eficiência. Marzahn²², também citado por MURRAY (2007), comparou estudos entre a alvenaria tradicional e a com junta seca. Ao observar a curva de tensão x deformação para a alvenaria tradicional, concluiu que é aproximadamente linear até a ruptura, sugerindo que o módulo de elasticidade é único. Para a alvenaria com junta seca, observou que inicialmente há um acréscimo rápido da deformação, e, que o módulo de deformação não é constante do início ao fim do ensaio. Uzoegbo et al. citados por MURRAY (2007), estudaram a capacidade de carga de paredes de alvenaria com junta seca. Estes pesquisadores concluíram que as paredes com junta seca foram 65% menos resistentes à compressão axial quando comparadas com paredes com argamassa. Eles atribuíram a este fato, os diferentes modos de falha ocorridos nas paredes ensaiadas. Anand e Ramamurthy²³, citados por MURRAY (2007), estudaram um bloco com encaixes vertical e horizontal, de concreto os quais são aplicados com junta seca. Foram testados prismas com junta seca, com fina junta de argamassa, grauteados e não grauteados. A resistência à compressão dos prismas com junta seca ficou entre 20% e 30% mais baixa que a dos prismas com junta fina de argamassa. Verificaram também que o graute influencia diretamente na carga axial e no modo de falha dos prismas. Jaafar et al.²⁴, citados por MURRAY (2007), estudaram o comportamento de alvenaria de blocos encaixados e sem argamassa. Estes pesquisadores executaram dois tipos de testes. O primeiro com juntas simples e o segundo com várias juntas. Concluíram que a variação da altura dos blocos conduziu a resultados variados em relação à compressão da parede. As folgas entre os blocos variaram muito e por esta razão os deslocamentos verticais foram bastante diferentes. Ainda, segundo MURRAY (2007), Hatzinikolas et al.²⁵ estudaram o comportamento estrutural de uma alvenaria de blocos encaixados. Estes pesquisadores fizeram três sugestões para o sucesso deste tipo de alvenaria: (i) o sistema deverá apresentar um desempenho igual ou superior ao sistema tradicional; (ii) o sistema deverá ser capaz de resistir a carga horizontais e verticais; e (iii) o sistema deverá ser resistente à penetração de água e apresentar boas propriedades de isolamento. Cinquenta e cinco paredes foram ensaiadas por eles e após os estudos concluíram que as

²² Marzahn, G. "Investigation on the Initial Settlement of Dry-Stacked Masonry Under Compression." Leipzig Annual Civil Engineering Report 3 (1999): 247-261.

²³ Anand, K. B., and K. Ramamurthy. "Laboratory-Based Productivity Study on Alternative Masonry Systems." Journal of Construction Engineering and Management Vol. 129, no. No. 3 (2003): 237-242.

²⁴ Jaafar, M. S., A. H. Alwathaf, W. A. Thanoon, J. Noorzaei, and M. R. Abdulkadir. "Behaviour of Interlocking Mortarless Block Masonry." Construction Materials 159, no. CM3 (August 2006 2006): 111-117.

²⁵ Hatzinikolas, M., A. E. Elwi, and R. Lee. "Structural Behavior of an Interlocking Masonry Block." Proceedings of the 4th Canadian Masonry Symposium (1986): 225-239.

cargas últimas eram acompanhadas de trincas na face vertical da parede. Estas trincas foram atribuídas, por eles, à tensão de tração desenvolvida no bloco pelo efeito da expansão do graute sob compressão. Klausmeier²⁶, citado por MURRAY (2007), pesquisou a influência do revestimento de argamassa de 1/8" de espessura aplicada nas duas faces da parede e reforçada com fibra de vidro e concreto. Os resultados mostraram que estas paredes foram 64% mais resistentes à flexão quando comparadas com uma parede de alvenaria tradicional. Estas paredes ainda se mostraram com excelente resistência à penetração de água.

Segundo a National Concrete Masonry Association (NCMA) a construção de alvenaria de blocos sem argamassa é possível. Os painéis construídos com juntas sem argamassa podem ser confeccionados (i) com os furos grauteados parcial ou totalmente; (ii) com as faces revestidas, com ou sem fibras; (iii) não armados ou armados; e (iv) protendidos.

Pela baixa resistência à tração na flexão e ao cisalhamento, essas paredes têm que ser grauteadas para serem capazes de resistir ao efeito da tração proveniente de cargas de vento ou explosões. O entrelaçamento dos elementos verticais obtido pelo grauteamento dos furos com os blocos será o responsável pela estabilidade da flexão fora do plano da parede. A armadura (vertical) pode ser instalada em todos ou em alguns furos, de acordo com a necessidade de projeto. Como alternativa, as faces da parede podem ser reforçadas com fibra no revestimento. Para este caso recomenda-se utilizar a ASTM C 887. Esta alternativa une os blocos sem argamassa e pode ser utilizada sem a necessidade de grautear ou armar os furos. As paredes compostas com blocos com juntas sem argamassa, não armada são recomendadas até no máximo três pavimentos ou a aproximadamente 10 m de altura. Se as paredes forem armadas, recomenda-se que a construção não ultrapasse quatro pavimentos ou a aproximadamente 12 m de altura. Caso a opção seja a de revestir as faces das paredes, o limite recomendável para a construção será de dois pavimentos ou no máximo 6,10 m de altura. Dados de ensaios realizados em paredes com junta seca têm mostrado que a resistência desta excede a resistência de paredes convencionais. Quando o projeto indicar paredes não armadas e grauteadas, é importante deduzir a espessura do revestimento para determinar a resistência flexional. A resistência à compressão da parede pode ser baseada na resistência de prismas com ou sem graute, dependendo do projeto e da especificação da

²⁶Klausmeier, R. D. "Surface Bonding Cement: A New Technology for Masonry." Proceedings of the North American Masonry Conference (1978).

construção. Para flexão fora do plano da parede, a resistência à flexão pode ser obtida a partir da resistência à tração do graute.

4.3.3- Tração na flexão em paredes de alvenaria

Vários pesquisadores estudaram e comprovaram a baixa resistência à tração da alvenaria de tijolos e/ou blocos. Pesquisadores como BAKER (1979); HENDRY (1988); e ALMEIDA (2002), identificaram os fatores que afetam a resistência à flexão da alvenaria de tijolos e blocos, tais como:

- taxa de sucção do tijolo (teor de umidade do tijolo antes do assentamento);
- rugosidade da superfície do tijolo;
- retenção de água da argamassa;
- espessura da junta de assentamento;
- mão-de-obra;
- condições utilizadas na cura.

Estas pesquisas também verificaram que a alvenaria de tijolos e blocos se apresenta como ortotrópica tanto na rigidez quanto na resistência. Entretanto, muitos pesquisadores ignoraram a ortotropia de rigidez, que é um importante fator na distribuição de carga, quando se trata de carregamento lateral. Os fatores que afetam a resistência à flexão, mencionados anteriormente, foram bastante pesquisados e bem documentados. Por esta razão, doravante serão consideradas somente as referências bibliográficas relacionadas com os painéis de vedação de alvenaria de tijolos e blocos sujeitos a carregamento lateral, objeto deste trabalho.

Em 1971, foi apresentado no 4º. Simpósio sobre alvenaria de tijolos, na Associação Britânica de Pesquisa de Cerâmica, o trabalho de WEST (1971). Este pesquisador tomou como objeto de ensaios mais de cem paredes sob carregamento lateral e, no seu estudo, considerou principalmente painéis pré-comprimidos. A análise de paredes com pré-compressão foi estabelecida e sua resistência pode ser avaliada, usando-se a teoria de arcos tri-articulados.

HENDRY e SINHA (1975) desenvolveram uma pesquisa em paredes com cavidade submetida a carregamento lateral. Nesta pesquisa eles executaram ensaios em painéis de alvenaria, simplesmente apoiados, compostos de tijolos com baixa resistência à tração.

O trabalho foi executado pela necessidade urgente da revisão do pressão de vento de projeto para o Reino Unido. Os principais objetivos do teste de carregamento lateral foram: (i) averiguar a resistência de uma parede com cavidade com tirantes, com espaçamento padrão, horizontal e vertical; (ii) verificar o efeito de uma fiada à prova de umidade sobre a resistência de uma parede com cavidade construída com tirantes dispostos de forma padrão; (iii) verificar a influência do tipo e número de tirantes na parede e a sua disposição; (iv) comparar a resistência da parede com cavidade com a de uma parede com um só folha; (v) estudar o efeito de um curto retorno sobre a resistência das paredes com cavidade. As conclusões deste trabalho foram: (i) a resistência da argamassa não exerceu influência na carga de ruptura dos painéis; (ii) as fiadas a prova de umidade não produziram efeito prejudicial na resistência das paredes ensaiadas; (iii) a resistência de uma parede com cavidade aumentou, com tirantes padrões aprumados ou inclinados; (iv) a resistência da parede com cavidade não foi o dobro da de uma parede com um só folha; (v) as paredes com um curto retorno apresentaram uma resistência substancialmente maior que as sem retorno; (vi) o critério da linha de escoamento aplicado aos cps com paredes em escala menor, previram com eficiência dos resultados dos ensaios.

Uma análise simplificada da carga de ruptura de painéis de alvenaria compostos de tijolos com baixa resistência à tração, em modelos ortotrópicos foi efetuada por SINHA (1978). Este estudo apresenta uma abordagem simplificada para a análise da carga de ruptura nos painéis acima descritos, sujeitos a carregamento lateral. Na ruptura, estes painéis desenvolveram linhas de fratura muito semelhantes às das linhas de escoamento em placas dúcteis, de modo a nos provocar uma grande tentação no sentido de aplicar esta teoria, que é realmente inadequada e não explica totalmente os resultados dos ensaios. Invariavelmente a análise da linha de escoamento superestima a pressão de ruptura. Neste trabalho há uma proposta simplificada baseada nas linhas de fratura, a qual poderia ser aplicada a qualquer material frágil que tenha as ortotropias de resistência e de rigidez. As conclusões indicadas no trabalho foram: (i) houve uma grande convergência entre os resultados dos ensaios com os da expressão proposta; (ii) comparando os resultados experimentais com a análise da linha de escoamento, verifica-se que este métodos não deve ser utilizado, pelo fato de superestimar a carga de ruptura.

SINHA et all. (1979) realizou pesquisa para verificar a resistência lateral em um determinado modelo de painel. O crescente interesse na determinação da resistência de

painéis de alvenaria de tijolos sujeitos a carregamento lateral foi motivada por dois fatores: o aumento nas pressões de vento de projeto especificadas na BS e a introdução de uma emenda às recomendações de construção. Há duas categorias de parede que necessitam da resistência lateral: painéis de parede cuja resistência é obtida principalmente da ação de forças no plano e aqueles cuja resistência depende da resistência flexional. Conclusões obtidas neste trabalho foram: (i) as resistências flexionais nos painéis ensaiados, foram diferentes nas duas direções ortogonais. Nos ensaios, a relação média da resistência paralela aos planos de assentamento das fiadas com a resistência normal ao plano de assentamento variou de 2,13 a 3,73; (ii) os módulos de elasticidade e os coeficientes de Poisson foram também diferentes nas duas direções ortogonais, e a sua relação girou em torno de 1,4; (iii) considera-se que o volume de ensaios foi insuficiente para estabelecer convenientemente a redução na resistência flexional devida às juntas de topo não preenchidas. Nos ensaios realizados, verificou-se que houve uma redução de até 44% na resistência flexional da alvenaria de tijolos, quando as juntas de topo não foram preenchidas; (iv) comparações feitas entre os resultados experimentais das pressões de ruptura com os teóricos mostraram que a teoria elástica considerando a ortotropia subestima a pressão de ruptura, e o método da linha de escoamento superestima a carga de ruptura; (v) houve uma boa convergência entre os resultados experimentais com os analíticos obtidos pelo método das linhas de fratura para painéis quadriapoiados. Os autores afirmam que este método pode ser utilizado para projeto de painéis carregados com cargas laterais.

CAJDERT (1980) realizou alguns ensaios em parede, cotejando os resultados obtidos com a teoria da linha de escoamento, tendo verificado ser esta conservadora para prever cargas de valor máximo. O pesquisador atribuiu isto a efeitos secundários, tais como arqueamento, restrição de apoio, peso próprio e padrões de fissuração que desviaram dos caminhos teóricos.

Uma análise da carga de ruptura em painéis de alvenaria carregados lateralmente, foi estudado por SINHA (1980). A norma BS 5628 que recomenda os estados limites recomenda o uso de coeficientes de momento de flexão para o projeto de painéis retangulares carregados lateralmente. Esta norma não indica a origem destes coeficientes, mas está subentendido que alguns deles foram baseados em ensaios de West, Haseltine e outros, que mencionaram sua analogia a coeficientes obtidos pela análise da linha de escoamento, como aplicado em lajes de concreto armado. É claro,

entretanto, que a análise da linha de escoamento não é aplicável a um material frágil. Comparações entre os resultados obtidos a partir de fórmula da linha de escoamento e os resultados de ensaios mostraram que este método não é aplicado por superestimar a carga de ruptura. Como os painéis de alvenaria de tijolos mostram uma ortotropia de resistência e de rigidez nas duas direções, este trabalho sugere que o método das linhas de fratura seja utilizado para prever as cargas de ruptura, considerando que o método tem sido utilizado com sucesso para painéis retangulares com várias condições de contorno. Foram executados ensaios em painéis retangulares, octogonais e triangulares. Conclusões obtidas: (i) o método das linhas de ruptura demonstrou claramente que pode ser utilizado para prever as cargas de ruptura em painéis retangulares, triangulares e octogonais, carregados lateralmente e com condições de contorno variadas; (ii) o autor afirma neste trabalho que este método por ser utilizado com alguma confiança para projetos de painéis de alvenaria de tijolos carregados lateralmente tendo várias condições de contorno e forma, desde que se utilizem as ortotropia de rigidez e de resistência dos materiais.

Durante os estudos de LAWRENCE (1983), durante seus estudos para a tese de Ph.D, realizou trinta e dois ensaios em paredes carregadas lateralmente, comparando seus resultados com a teoria de escoamento. A carga de ruptura foi sempre superestimada, se comparada com a teoria da linha de escoamento.

LOVEGROVE (1985) estudou o efeito do comprimento, altura e espessura de paredes de alvenaria, carregadas lateralmente, com a carga última obtida. Ele constatou que a carga última foi proporcional a alguma potência, aproximadamente entre 0,3 e 0,4 da razão entre a altura e o comprimento da parede. Relativamente ao efeito da espessura na resistência da parede, ele constatou que é proporcional a uma potência igual a 1,4, e não 2 como alguns pesquisadores haviam afirmado.

Foi desenvolvida por CHONG et al. (1991) uma pesquisa em painéis de alvenaria carregados lateralmente, buscando-se saber a relação entre a carga de fissuração e a de ruptura. Os ensaios foram somente em painéis tri-apoiados, ou seja, apoiados na base, nas duas laterais e livres na parte superior. Estes dados foram comparados com os resultados de um programa de elementos finitos usando-se uma análise não linear. Os autores consideraram que houve uma boa aproximação entre os resultados analítico e experimental, porém, recomendaram que fossem feitos ensaios para outras condições de contorno. Eles não apresentam no trabalho, de forma clara, quais foram os materiais estudados.

Comentaram que os resultados encontrados, tanto nos testes como na parte analítica, ficam próximos aos estudos realizados pelos pesquisadores Ma e May.²⁷ Eles também comentaram que o método da linha de escoamento tende a superestimar a resistência à ruptura, especialmente para altas relações entre a altura e a largura da parede.

Estudos desenvolvidos por LIANG (1991) em painéis de alvenaria de tijolos excluíram as juntas de topo, ou seja, as juntas verticais, substituindo os tijolos de tamanho normais por tijolos mais longos. Isto conduziu a uma previsão errada da carga de fissuração e de ruptura. A influência da junta de topo tinha sido relatada, anteriormente, por SINHA (1978). Ele testou paredinhas com e sem juntas de topo totalmente cheias e concluiu que se a junta de topo estiver sem argamassa, ocorre uma queda de 44% na carga de ruptura.

DUARTE (1993) realizou uma investigação experimental para verificar o comportamento de painéis de tijolos sujeitos a carregamento lateral. Doze painéis com abertura (tipo janela), construídos com tijolos, foram levados à ruptura. As variáveis consideradas no estudo foram: (i) índice de forma; e (ii) condições de contorno do painel. Em todos os painéis a abertura foi posicionada no centro deles. As cargas de ruptura extraídas dos ensaios foram comparadas com as obtidas por meio das linhas de escoamento e pela análise elástica.

Procedimentos experimentais: os tijolos foram usados para construir os 12 painéis com uma argamassa traço 1:3 (cimento e areia). As aberturas tipo janela, foram posicionadas no centro de cada painel. Para que a carga distribuída fosse totalmente aplicada, uma chapa compensada foi colocada na região da abertura. Sendo assim, estava-se considerando a janela fechada. O carregamento lateral foi aplicado em etapas de 0,4 kN/m², do início ao fim do ensaio até a ruptura do painel. Os deslocamentos foram medidos por vários relógios comparadores posicionados em vários pontos do painel.

Determinação da resistência à tração na flexão e das propriedades elásticas: as resistências à tração na flexão normal e perpendicular às juntas de assentamento foram obtidas em ensaios de mini paredes. Esta mini paredes foram construídas juntamente com os painéis de alvenaria. Em adição, paredinhas foram extraídas das partes não destruídas dos painéis ensaiados para a determinação das resistências à tração na flexão normal e perpendicular às juntas de assentamento. Estas paredinhas foram testadas objetivando verificar qualquer diferença nas resistências, quando comparadas com as

²⁷ MA, S. Y. A. and MAY, I. M. *A Complete Biaxial Stress Failure Criterion for Brick Masonry*. 1st International Masonry Conference, London, December, 1986.

paredinhas virgens. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram obtidos testando-se paredinhas em compressão. Os valores obtidos em flexão foram comparados com os obtidos por compressão, e nenhuma grande diferença foi observada. Os módulos de elasticidade de coeficientes de Poisson encontrados foram $E_x=17,75$ GPa; $\nu_{yx} = 0,11$; $E_y=13,50$ GPa; $\nu_{yx} = 0,15$. Estes valores foram utilizados para a análise elástica.

Conclusões indicada pelo autor: (i) as resistências à tração na flexão normal e perpendicular às juntas de assentamento obtidas através nas paredinhas virgens e nas paredinhas extraídas dos painéis ensaiados, foram similares; (ii) comparando os resultados do método elástico aos do método das linhas de escoamento, com todas as suas limitações, observou-se que este oferece um melhor solução para a previsão da resistência lateral de painéis de alvenaria com aberturas e por esta razão pode ser utilizado com uma certa confiança.

HANSEN (1999), financiado pelo conselho dinamarquês de pesquisas técnicas, juntamente com o conselho dinamarquês de informações sobre alvenaria, desenvolveu um pesquisa sobre flexão e cisalhamento em alvenaria. A alvenaria é, em geral, considerada um material frágil. Apesar disto, ela é usada para fazer grandes estruturas não armadas especialmente em países como a Dinamarca, onde o risco para de terremoto significativo é praticamente inexistente. Estas estruturas geralmente tem-se comportado bem e isto indica que elas devem possuir alguma ductilidade e que a rigidez da alvenaria não é insignificante. O objetivo dos ensaios descritos neste trabalho é investigar a resistência e fragilidade de paredes de alvenaria sujeitas a flexão por meio de ensaios com deformação controlada, variando-se a argamassa, o tijolo e a ligação utilizada. Foram executados ensaios para determinar as resistências à tração na flexão paralela e perpendicular às juntas de assentamento em mini paredes de alvenaria e ensaios de cisalhamento com uma única junta de assentamento, pré-comprimida entre os dois tijolos. Cinco diferentes tipos de tijolos de argila e dois diferentes traços de argamassa foram utilizados. Três pedreiros profissionais executaram todos os corpos-de-prova, porém, somente depois de serem instruídos de acordo com a norma dinamarquesa de alvenaria. Os corpos-de-prova usados para determinar as propriedades de flexão das paredes sujeitas a flexão relativa ao eixo perpendicular à juntas de assentamento são paredinhas com quatro fiadas. Todos os ensaios com as mini paredes foram executados a partir da aplicação de duas cargas equidistantes dos apoios, seguindo às recomendações da norma dinamarquesa de alvenaria. As cargas foram

aplicadas a uma taxa de deslocamento constante e ela foi acompanhada por uma célula de carga. Os deslocamentos laterais da mini parede foram acompanhados por transdutores de deslocamentos localizados na face oposta à aplicação das cargas. Transdutores de deslocamentos também acompanharam as variações na altura das paredinhas. A taxa de deslocamento aplicada durante todos os ensaios foi de 0,4 mm/min. Os deslocamentos e as cargas foram registrados uma vez a cada cinco segundos. Os ensaios foram considerados finalizados quando a carga caiu a um valor zero ou a um valor baixo e constante. Ensaios semelhantes foram executados em paredinhas para determinar a resistência perpendicular às juntas de assentamento.

Os corpos-de-prova para cisalhamento consistiram de dois tijolos e uma única junta de argamassa. A força cortante foi transferida ao cp por meio de uma junta colada entre os tijolos e os moldes em forma de L. O ensaio é realizado em tração, o que dá uma organização estável ao ensaio, reduzindo o efeito da excentricidade inicial dos cps. Os seguintes parâmetros foram medidos durante os ensaios: (i) deslocamento de cisalhamento; (ii) dilatação da junta; (iii) força de pré compressão; (iv) força cortante; e (v) tempo. Dos resultados apresentados pode-se resumi-los assim: (i) resistência à tração paralela às juntas de assentamento (variaram entre 0,6 MPa e 2,0 MPa); (ii) resistência perpendicular às juntas de assentamento (variaram entre 0,08 MPa e 0,75 MPa); (iii) a resistência ao cisalhamento variou entre 0,65 MPa e 1,2 MPa. A forma de ruptura para os ensaios que determinaram a resistência à tração paralela as juntas de assentamento foi praticamente vertical e perpendicular às juntas de assentamento com uma minoria fazendo ziguezague passando pelas juntas verticais de argamassa. A forma de ruptura para ensaios que avaliaram a resistência perpendicular às juntas de assentamento foi praticamente paralela às juntas de assentamento e a sua maioria ocorreu na interface tijolo argamassa de assentamento.

Como pode ser observado pela revisão bibliográfica aqui efetuada, fica patente que os estudos relacionados a paredes compostas com blocos encaixáveis são, ainda, bastante escassos. Razão pela qual acredita-se que este trabalho irá contribuir sobremaneira para o desenvolvimento científico e tecnológico dos processos construtivos que se utilizarem de blocos encaixáveis, macho e fêmea.

Escopo do presente trabalho

Após a leitura e exame de trabalhos realizados pelos vários pesquisadores aos quais já se referiu não se encontrou referência disponível para a avaliação da fissuração e ruptura em painéis de alvenaria construídos com blocos encaixáveis, submetidos a carregamento lateral. Isto constitui um dos motivos pelos quais julgou-se necessário e oportuno, estudar-se a resistência à tração por flexão e o modo de ruptura de paredinhas confeccionadas com blocos encaixáveis, submetidas a cargas laterais.

Outro fator levado em conta neste estudo diz respeito à análise do comportamento da parede, relativamente à seguinte questão: as paredes compostas de blocos encaixáveis se comportam como frágeis ou “quasi-frágeis”?

Pelas constatações acima, verifica-se de que há necessidade de pesquisa adicional que vise a melhor entender o comportamento fundamental de painéis sujeitos a carregamento lateral. Há de se admitir, no entanto, que uma explicação exaustiva bem fundamentada do fenômeno em questão somente pode ser desenvolvida se forem bem conhecidos o critério de ruptura e o comportamento do material da alvenaria em relação à flexão.

Este trabalho tem como objetivo preencher uma lacuna no que concerne os conhecimentos relativos à tração por flexão em painéis de paredes compostas por blocos encaixáveis.

Visando-se a atingir os objetivos anteriormente especificados, procedeu-se à identificação:

- das características dimensionais dos blocos componentes das paredes;
- das resistências à compressão e tração de blocos e prismas;
- das cargas de fissuração e ruptura de prismas com e sem argamassa, submetidos à compressão;
- das resistências à tração em paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento;
- do coeficiente de Poisson do material; e
- dos módulos de elasticidade de paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento.

5

PROPRIEDADES PRINCIPAIS DAS ALVENARIAS

5.1- Introdução

Segundo GALLEGOS (1989:134), as propriedades principais da alvenaria deverão estar relacionadas com a qualidade do seu componente. Nesse contexto, as principais propriedades relacionadas com a resistência estrutural são:

- resistência à compressão;
- resistência à tração, medida pela resistência à tração na flexão;
- variabilidade dimensional dos blocos recebidos;
- planeza da superfície de assentamento do componente;
- absorção d'água do bloco e/ou índice de sucção d'água;
- textura da superfície de assentamento.

Relativamente às propriedades relacionadas com a durabilidade tem-se:

- resistência à compressão;
- absorção d'água;
- coeficiente de saturação.

5.2- Resistência à compressão

A resistência à compressão é, por si só, a principal propriedade do componente da alvenaria. Os valores altos da resistência à compressão assinalarão boa qualidade para todos os fins estruturais e de exposição. Os valores baixos poderão indicar componentes que produzirão alvenarias pouco resistentes e pouco duráveis. Infelizmente, esta propriedade é difícil de ser medida adequadamente. Por um lado, a grande variedade de formas e dimensões dos componentes, principalmente das alturas, impede relacionar o resultado do ensaio de compressão com a verdadeira resistência do componente. Isto se deve ao efeito da forma, da esbeltez e das condições de restrição ocasionadas pelos contatos entre a superfície de compressão da parede e dos dispositivos de prensagem, que modificam o estado de tensão do componente.

A Tabela 1 mostra os resultados de ensaios realizados por ATKINSON et al. (1985), com três tipos de tijolos sólidos de argila, com dimensões nominais de 60x100x200 mm³. No caso apresentado, utilizou-se: (i) o ensaio convencional; (ii) o mesmo ensaio, porém com um material redutor de atrito, entre o tijolo e a placa de carga da máquina; e (iii) no terceiro, utilizou-se um corpo-de-prova (cp) extraído do tijolo, com 22 mm de diâmetro e 44 mm de altura. Os resultados da tabela confirmam as diferenças obtidas utilizando-se distintos cps, sendo provável que o resultado mais representativo de todos seja o que se obtém ao se utilizar a lâmina antiatrito, pois simula melhor o comportamento estrutural de um componente da alvenaria.

Tabela 1 – Resultados de ensaios de compressão em tijolos, utilizando-se diferentes corpos-de-prova. Fonte: ATKINSON et al. (1985)²⁸

Tipo de cp	Resistência à compressão (MPa)			Média ²⁹ (%)
	Tijolo 1	Tijolo 2	Tijolo 3	
Ensaio convencional em ½ tijolo	102	70	17	100
Ensaio convencional com lâmina redutora de atrito	59	44	9	59
Ensaio em cilindro de 22 mm x 44 mm de altura, sem redutor de atrito	67	55	17	73(sic)

²⁸ ATKINSON, R. H. et al. *Comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression*. Report on investigation funded by the National Science Foundation. Boulder, Co., USA. 1985.

²⁹ O valor médio apresentado foi obtido tomando-se a média horizontal como 100 no ensaio convencional e todos os outros relacionados com ele.

O efeito da forma, finalmente, pode ser considerável. Um concreto para blocos, produzidos em máquinas vibro-compressoras estacionárias projetado para 14 MPa em cps cilíndricos, produz um bloco entre 4 e 7 MPa de resistência à compressão medida em relação à área líquida do bloco.

Em resumo, a resistência à compressão, tal como se mede atualmente em ensaios padronizados, é função não só da resistência intrínseca da massa, mas também da altura e da forma do cp. Por consequência, os valores obtidos serão indicadores gerais do comportamento estrutural, considerando diferentes componentes integrantes da alvenaria, como o bloco e a argamassa.

Vários pesquisadores têm procurado estabelecer a relação entre a densidade do componente e a sua resistência à compressão. Quando se busca uma lei geral, incluindo nela materiais diferentes e de distintas procedências, uma grande dificuldade tem impedido o avanço das pesquisas. Em estudos com produtos cerâmicos de uma mesma jazida, porém de fábricas diferentes, foi pequena a dispersão entre a densidade e a resistência à compressão. Constatou-se que quanto maior a densidade maior a resistência à compressão.

Quando se dispõe de máquinas que podem medir a reação do cp versus deformação controlada, é possível obter curvas completas $\sigma \times \varepsilon$ (sic). Na realidade estas curvas são de F vs δ , conforme pode ser visto em Lourenço (1996). Na FIGURA 39 são apresentadas curvas-padrão para componentes de argila, concreto e sílico-calcário. Pode-se observar nessas curvas o seguinte:

- sem considerar a carga de compressão, os tijolos de diferentes matérias-primas apresentam comportamentos diferentes;
- os módulos de deformação, medidos pela secante na metade da tensão de compressão última, podem ser estimados em $400 \sigma_b$ para componentes de argila, $1000 \sigma_b$ para componentes de concreto e $800 \sigma_b$ para componentes de sílico-calcário;
- as deformações correspondentes à tensão última σ_b são aproximadamente 0,6% para componentes de argila, 0,3% para componentes de concreto e 0,45% para componentes de sílico-calcário;
- os componentes de argila mostram-se mais frágeis que os de concreto e sílico-calcário.

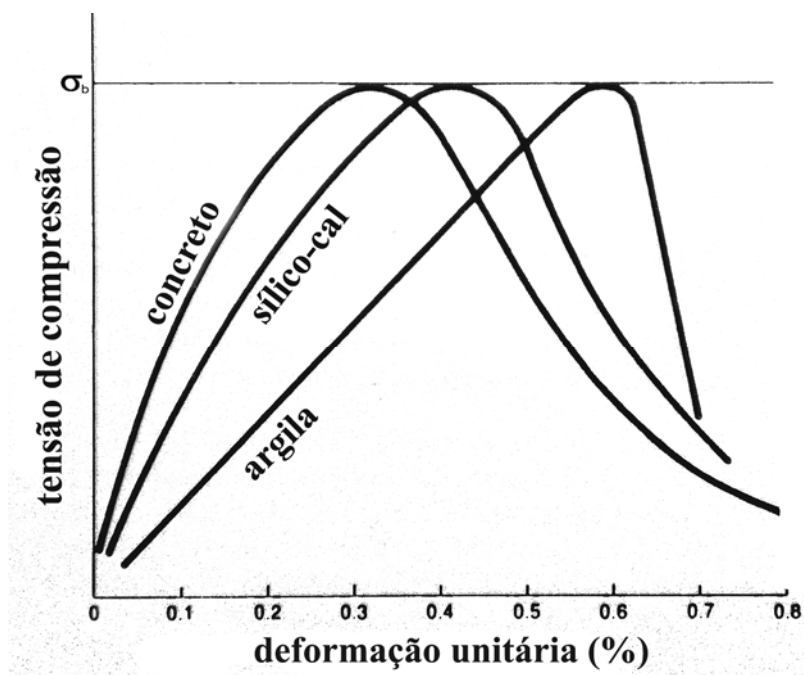


FIGURA 39 – Curvas-padrão tensão versus deformação de componentes ensaiadas à compressão, consoante Gallegos (1989:142)

Curvas semelhantes às observadas na FIGURA 39, porém com as cargas de compressão x deslocamentos, podem ser vistas à página 74 em LOURENÇO (1996). Para se obter tais curvas é necessário que o equipamento tenha dispositivo de controle de deslocamento durante a compressão. Pelas curvas da FIGURA 39, a alvenaria seria enquadrada como quasi-frágil (termo usado internacionalmente), pois estaria entre a curva de materiais puramente frágeis (caso do vidro) e dos materiais dúcteis (caso do aço), à temperatura de aproximadamente 24° C.

5.3- Resistência à tração na flexão

5.3.1. Introdução

Um dos objetivos deste trabalho é a determinação da resistência à flexão de paredinhas quando carregadas lateralmente. Como os esforços de compressão em prismas, paredinhas e paredes com várias alturas já foram estudados, deseja-se, neste trabalho, avançar em relação ao conhecimento do comportamento de paredes compostas por blocos encaixáveis e submetidas à flexão. Nos processos construtivos com blocos encaixáveis em sistema macho e fêmea, não se utiliza argamassa nas juntas horizontais.

Paredes montadas desse modo poderão instabilizar-se com cargas horizontais reduzidas. Normalmente as paredes recebem alguma pressão no seu topo, proveniente da deformação da viga superior ou da laje, quando esta descarrega diretamente na parede. Nos primeiros ensaios de flexão nas paredinhas, objetivando não utilizar argamassa ou cola entre os blocos, foram executadas paredinhas com filetes de argamassa nas juntas horizontais, para que os resultados servissem como elemento de comparação com os resultados de paredinhas construídas sem nenhuma argamassa nas juntas horizontais. Num segundo momento, paredinhas confeccionadas com os blocos encaixados e isentos de argamassa na juntas horizontais foram preparadas e ensaiadas à flexão por efeito de carga horizontal. Como as paredes resistiram a alguma flexão, optou-se por continuar os estudos conforme proposta inicial, ou seja, construir-se paredinhas conforme recomendado pelo manual de construção do Processo AG de Construção Industrializada. Geralmente, em uma edificação de alvenaria há dois tipos de painéis que resistem à carga lateral devida ao vento ou a explosão. Eles podem ser classificados como painel com ou sem pré-compressão. Os painéis com pré-compressão são aqueles que estão sujeitos tanto a carregamento de compressão como a cargas laterais. Os painéis “sem pré-compressão” podem ser aqueles que funcionam como elemento de vedação entre um esqueleto estrutural. O segundo tipo de painel, classificado como de vedação ou proteção, suportam pouca ou nenhuma carga de pré-compressão. Eles podem ser encontrados no topo de edifícios de vários pavimentos e em edifícios de poucos pavimentos. A principal função deste tipo de painel de vedação ou proteção está relacionada com a capacidade da alvenaria de resistir a carregamento lateral e manter o edifício resistente às intempéries. Estes painéis têm de ser suficientemente fortes e rígidos para transmitirem as forças laterais para lajes e/ou outros elementos resistentes, como vigas, pilares e paredes de cisalhamento. Assim, eles deverão ser projetados para resistirem ao momento fletor devido à pressão de vento ou explosão. O problema é mais ou menos simples, quando a alvenaria de tijolos transmite seus esforços horizontais para duas bordas, base e topo ou para as duas laterais verticais. A carga de ruptura é totalmente dependente do momento resistente, dependendo da resistência de ligação da interface entre tijolo e a argamassa ou da resistência de ligação de juntas perpendiculares (de topo) e da resistência do tijolo à tração. O problema torna-se mais complexo quando os painéis de vedação da alvenaria de tijolos são apoiados em três ou quatro lados, e estão, portanto, sujeitos a momento fletor em duas direções. A complexidade aumenta à medida que a alvenaria mostra-se como ortotrópica tanto na

resistência quanto na rigidez. Os métodos analíticos mais comuns usados são o método dos elementos finitos, convencional, baseado na teoria da flexão de placas elásticas ou o método da linha de escoamento baseado na teoria plástica.

A teoria da flexão de placas elásticas pode ser o método analítico mais apropriado para prever a fissuração do painel de proteção da alvenaria de tijolos, já que esta se comporta como um material frágil elástico ou “quasi-frágil”.³⁰ Entretanto, este método não explica o comportamento pós-fissuração nem a considerável reserva de resistência após a fissuração inicial dos painéis da parede. Na maioria dos casos, este método parece desprezar a carga de ruptura, conforme CHEN (1982) e PAGE (1985).

Consoante SOUTHCOMBE (1986), a norma britânica BS 5628 fornece os coeficientes para a determinação dos momentos em painéis, submetidos a cargas laterais. A mesma norma não menciona a base analítica destes coeficientes, mas eles são semelhantes aos coeficientes da linha de escoamento (também conhecida como charneira). A principal razão para se considerar a teoria da linha de escoamento poderia ser pela semelhança dos padrões de fissuração em painéis de alvenaria como o que ocorre em lajes de concreto submetidas a carregamento lateral. As hipóteses feitas na teoria da linha de escoamento não podem ser satisfeitas pela natureza frágil da alvenaria de tijolos ou da alvenaria em geral. Além disso, a não consideração da ortotropia de rigidez viola a condição de equilíbrio de painéis sujeitos a carregamento lateral. Portanto, a aplicação da teoria da linha de escoamento aos painéis de alvenaria sujeitos a carregamento lateral é duvidosa.

Como explicado anteriormente, nem os métodos elásticos nem os plásticos são capazes de prever a resistência dos painéis de vedação da alvenaria de tijolos sujeitos a carregamento lateral. Segundo BAKER (1973), uma das principais razões é que o comportamento do material e o critério de ruptura na flexão bidirecional não foram definidos para a alvenaria de tijolos.

Várias pesquisas experimentais foram executadas para estudar o comportamento pré e pós-fissuração da alvenaria de tijolos e estabelecer o critério de ruptura para momento bidirecional. O critério de ruptura biaxial foi incorporado em programa convencional de

³⁰ Como este termo é usual e aceito internacionalmente, neste trabalho vai-se adotá-lo também, considerando que a alvenaria se apresenta na ruptura, como um material intermediário entre os dúcteis e os frágeis, por isso quase-frágeis.

elementos finitos de flexão em placas para prever a pressão de ruptura do painel de vedação da alvenaria de tijolos sujeitos a carregamento lateral, conforme PAGE (1985).

Como dito anteriormente, a complexidade no entendimento e determinação de momentos fletores biaxiais, ocorrentes em painéis sob carregamento lateral nas alvenarias ditas tradicionais, nos induz a estudar simplesmente momentos unidirecionais em paredes compostas de blocos encaixáveis.

5.3.2. Considerações gerais

A alvenaria de tijolos ou pedra para a construção vem sendo utilizada por muito tempo. Conforme observam MACDONALD (1934) e VITRUVIUS (1960), muitos edifícios históricos antigos importantes, especialmente durante o império romano, que foram construídos em alvenaria, podem ser vistos nos dias de hoje. Até o século XIX, a norma prática era o único método utilizado durante o desenvolvimento de projeto, e a estabilidade estrutural era alcançada com o aumento da espessura da parede. Estes conceitos de construção continuaram por décadas. Painéis delgados foram utilizados e nenhum problema foi detectado. A partir da segunda metade do século XX, com o rápido progresso em pesquisa na área de construção e principalmente com o advento da nova tecnologia construtiva, que passou a utilizar o aço e o concreto, a alvenaria deixou de ser um elemento estrutural para ser um elemento de vedação ou proteção. A mudança do método de construção da tradicional parede para suportar cargas para parede que não suporta cargas³¹ apresenta uma nova questão: qual deve ser a resistência de painéis de alvenaria, de tijolos feitos para não suportar cargas, em carregamento lateral? A pressão de vento é o carregamento crítico nestes painéis (paredes). As pesquisas nesta área foram principalmente realizadas para entender o comportamento e resistência de tais painéis sujeitos a pressão lateral.

³¹ Quando for dito que uma parede não suporta cargas, isto quer dizer que ela só está compondo vãos entre elementos estruturais como vigas e pilares. E parede para suportar carga, significa parede resistente ou estrutural, que deve suportar cargas de compressão advindas dos níveis superiores.

6

MATERIAIS E MÉTODOS

6.1- Introdução

A alvenaria de tijolos ou blocos é uma construção composta por dois componentes. Um deles é o tijolo ou bloco e o outro é a argamassa existente entre as camadas e o topo dos tijolos ou blocos. A palavra alvenaria é comumente aceita para representar este tipo de composição. A montagem da parede pode ser feita de várias maneiras. As mais tradicionais apresentam fiadas alternadas traspassadas umas em relação às outras; e as menos comuns são montadas com juntas verticais a prumo. A FIGURA 40 e FIGURA 41, ilustram os dois tipos básicos de parede.

Foram levadas em conta várias normas necessárias para a execução deste trabalho, como: ASTM C 67; ASTM C 652; ASTM E 447-84; ASTM E 518; NBR 5718; NBR 5738; NBR 5739; NBR 6461; NBR 15270-1; NBR 6136; NBR 7220; NBR 7222; NBR 7251; NBR 9287; NBR 9776; NBR 11579; NBR 12118; NBR 13279; e NBR 15270:3.

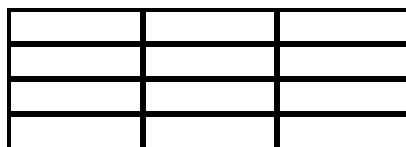


FIGURA 40 – Parede com juntas a prumo

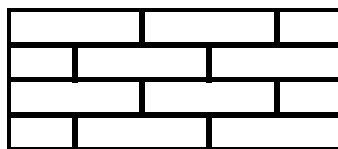


FIGURA 41 – Parede tradicional com fiadas alternadas traspassadas

A parede com blocos encaixáveis estudada neste trabalho não apresenta argamassa nas juntas horizontais, e seus blocos de fiadas alternadas são traspassados, como mostra a FIGURA 41.

Assim como nas alvenarias ditas tradicionais, ilustradas através da FIGURA 40 e FIGURA 41, a alvenaria com blocos encaixáveis apresenta propriedades individuais e combinadas que influenciam sobremaneira a capacidade de suportar cargas. A resistência à flexão da alvenaria de tijolos ou blocos sob carregamento lateral é dependente da resistência do vínculo entre a interface do tijolo, ou bloco, e da argamassa, segundo Whitmore,³² citado por WEST (1971) e BAKER (1973).

A questão que se coloca é a seguinte: a capacidade resistente de paredes compostas com blocos encaixáveis, sem argamassa de assentamento (na horizontal), nas quais não há o componente argamassa, fica comprometida, caso seja submetida à cargas que venham a flexioná-las? Como as paredes normalmente são construídas para resistirem ao seu próprio peso e a cargas provenientes de lajes, elas sempre estarão submetidas a tensões de compressão.

Segundo PAGE e SHRIVE (1988), SANTOS (2001) e OLIVEIRA (2001), a alvenaria é um material com propriedades diferentes, em direções diferentes, caracterizando-se como ortotrópica. Para PAGE e SHRIVE (1988), o ideal seria sempre obter a resistência de paredes por meio de ensaio, mas como isto é muito dispendioso e demorado, aceitam-se estudos em paredes e resultados de compressão em prismas.

Há vários outros fatores que poderão afetar a resistência à flexão, além da resistência do bloco e da argamassa de assentamento. A fim de se minimizar os fatores variáveis que

³² Whitmore, H. L.; Stang, A. H. and Parsons, D. E. *Building Materials and Structural*. Reports Nos. 5, 21, 22, 23, 24, 32, 38 and 53. National Bureau of Standards, Washington, 1938 a 1941.

afetam a resistência à flexão, somente um tipo de argamassa e um tipo de bloco foram utilizados neste trabalho. Para garantir uma padronização da argamassa, ela foi executada com uma mesma areia, a mistura tendo sido efetuada em misturador planetário com tempo e fluidez pré-definidos, conforme sugerido por ASSIS (2001). O bloco foi bem caracterizado, em termos das dimensões, massa seca e úmida, resistência individual e de prismas. A montagem das paredes foi feita pela mesma pessoa, em todos os ensaios, visando-se a garantir o mesmo nível da mão-de-obra ao longo de todo o estudo experimental.

Neste capítulo, serão apresentados os materiais e métodos utilizados nos estudos que foram efetuados durante a parte experimental, visando à determinação da resistência à tração na flexão em paredes compostas com blocos encaixáveis. Como dito anteriormente, os blocos encaixáveis utilizados foram desenvolvidos com o objetivo de não necessitarem de argamassa de assentamento (na horizontal).

Decidiu-se que, caso se observasse, nos resultados dos ensaios, que as cargas horizontais não poderiam ser aplicadas neste tipo de parede, seriam executados ensaios de flexão, com as paredes pré-comprimidas. Tal decisão justifica-se pela necessidade de se garantir que o processo construtivo, que propõe que não haja argamassa na horizontal, não seja descaracterizado. Como se afirmou anteriormente, foram executados ensaios de flexão em paredes compostas com os blocos encaixáveis, utilizando-se, porém, argamassa na horizontal, e na vertical, mas, sem pré-compressão. Após uma avaliação criteriosa dos resultados obtidos na comparação entre as paredes com e sem argamassa nas juntas horizontais, decidiu-se por manter a proposta inicial deste trabalho, ou seja, obter a resistência à tração na flexão, sob cargas horizontais, em paredinhas construídas com blocos encaixáveis, de solo-cimento, e sem argamassa nas juntas horizontais, para justificar o processo construtivo.

De um lote com 43 (quarenta e três) mil blocos, foram extraídos, aleatoriamente, 4.000 (quatro mil) para comporem a amostra entregue no Laboratório de Engenharia de Estruturas (LAEES), do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG e no Laboratório de Materiais de Construção da PUC MINAS.

Dos quatro mil blocos, foi extraído um determinado número de peças necessárias para a execução de todos os ensaios de compressão em blocos isolados, prismas, paredinhas e tração em meios blocos. Deste grupo de peças foram retirados doze blocos a serem utilizados com o objetivo de se especificar suas características dimensionais, através da

tabela 6.1. Após a avaliação das referidas características dimensionais, os doze blocos voltaram a compor o grupo dos blocos que fizeram parte de todos os ensaios realizados neste trabalho.

6.2- Propriedades de blocos e argamassa

6.2.1. Propriedades dos blocos

Foram utilizados blocos inteiros e divididos ao meio, estes, obtidos por corte em máquina poli-corte com disco diamantado, ou de fibra, para a construção de todos os corpos-de-prova. Tais blocos foram testados segundo a NBR 15270:1 para obter as dimensões, a resistência à compressão e a absorção de água. A resistência à tração nos blocos foi determinada através de equipamento desenvolvido exclusivamente para este trabalho. Com o objetivo de se reduzir o porte deste equipamento, os ensaios de tração foram executados em meios blocos. A Tabela 2 contém os resultados médios de cada avaliação, os desvios padrão e coeficientes de variação obtidos.

6.2.2. Qualidade dos blocos utilizados nos ensaios

Analisando o fluxograma mostrado na figura A.11, é possível notar a preocupação do pesquisador e do fabricante com a qualidade desejada para o produto. Em se tratando de um bloco que não utiliza argamassa de assentamento, no contato horizontal entre eles, esta qualidade terá que ser assegurada, pois, se não o for, as paredes não serão produzidas com facilidade, no alinhamento e prumo.

A Tabela 2 mostra todas as dimensões dos blocos utilizados neste trabalho. Torna-se necessário destacar que os coeficientes de variação obtidos são muito baixos, fato muito positivo quando se pensa na qualidade deste componente.

Segundo GALLEGOS (1989:26), o material que apresenta o menor coeficiente de variação, tomado na indústria, é o aço, com cv da ordem de 1%. Para os materiais utilizados na alvenaria, somente os industriais podem apresentar valores próximos de 1%, para as medidas de comprimento, e 3% para a altura. Todos os valores importantes para a qualidade da alvenaria, mostrados na Tabela 2, estão abaixo de 1%, mostrando-se assim que o processo de fabricação realmente foi eficiente.

A FIGURA 42 apresenta a planta, vista e corte do bloco padrão e todas as cotas que serão mostradas na Tabela 2. A nomenclatura adotada para as dimensões foi: d_1 é o diâmetro superior do macho; d_2 é diâmetro inferior do macho; d_3 é o diâmetro superior da fêmea; d_4 é diâmetro inferior da fêmea; d_5 é o diâmetro superior do furo grande; d_6 é o diâmetro inferior do furo grande; d_7 é o diâmetro superior do furo pequeno; d_8 é o diâmetro inferior do furo pequeno; p_1 é a altura do macho; e p_2 é a profundidade da fêmea; L é a largura; H é a altura; e C é o comprimento do bloco padrão TJ 110.

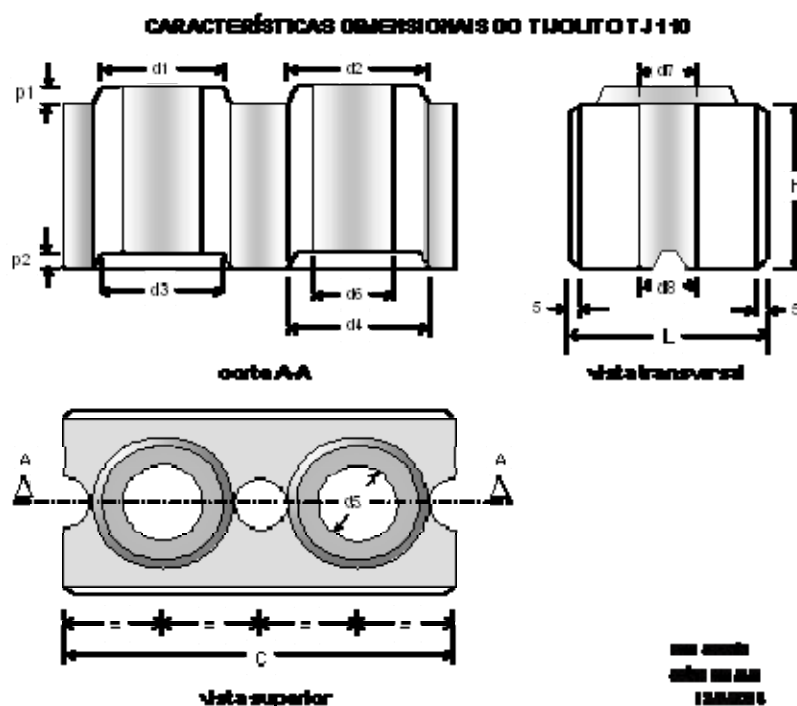


FIGURA 42 – Planta, vista e corte do bloco-padrão TJ 110. Fonte: ASSIS (2004)

A Tabela 2 apresenta um conjunto de blocos retirados do lote encaminhado para os laboratórios da UFMG e da PUCMINAS, conforme informados anteriormente. As medidas mostradas nesta tabela foram efetuadas, nos blocos, após 24 h de secagem em estufa, entre 105° C e 110° C, exceto os dados da terceira coluna, em que todos os cps foram medidos somente após a sua saturação durante 72 h em câmara climatizada com umidade relativa acima de 90% e temperatura de 23° C ± 2° C.

Tabela 2 – Características dimensionais dos blocos

cp	Dimensões (mm)														
	b	L	H	H	C	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	d ₆	d ₇	d ₈	p ₁	p ₂
1	109,9	110,1	100,1	100,4	219,9	68,8	79,0	69,6	79,5	43,8	45,4	31,8	32,7	10,3	11,0
2	110,0	110,3	100,0	100,2	220,5	68,6	79,0	69,3	79,8	44,3	45,3	31,5	32,5	10,1	11,2
3	110,2	110,3	99,9	100,3	219,9	68,6	78,5	69,9	79,4	44,6	45,7	31,8	32,8	10,1	11,3
4	110,5	110,1	100,5	100,5	219,9	69,0	78,7	69,5	79,5	44,5	45,7	31,7	32,9	10,0	11,6
5	110,1	110,2	100,0	100,1	220,1	69,0	79,0	69,8	80,0	44,6	45,6	31,7	33,1	9,9	11,2
6	110,3	110,1	100,4	100,4	219,9	68,9	78,9	69,7	79,5	45,2	45,6	32,2	33,0	10,1	11,3
7	110,1	110,4	100,4	100,4	220,2	68,7	79,1	69,6	80,0	44,5	45,7	31,5	32,8	9,9	11,3
8	110,1	110,5	100,5	100,5	220,2	68,5	79,1	69,7	79,9	44,3	45,6	31,9	32,7	9,7	11,2
9	110,1	110,4	101,5	100,8	220,0	68,0	78,9	68,9	79,9	44,9	45,7	31,7	32,7	9,6	10,7
10	110,1	110,1	99,5	98,8	220,2	68,8	78,6	69,4	80,7	44,0	45,7	31,9	32,8	9,9	10,7
11	110,0	110,0	100,3	100,0	220,1	69,0	78,0	69,5	80,5	44,6	45,8	31,7	32,8	9,7	11,1
12	110,0	110,4	100,2	100,0	220,3	69,4	78,5	69,9	80,0	44,3	45,8	31,8	32,9	9,8	10,8
média	110,1	110,2	100,3	100,2	220,1	68,8	78,8	69,6	79,9	44,5	45,6	31,8	32,8	9,9	11,1
s	0,16	0,16	0,48	0,50	0,19	0,34	0,33	0,28	0,40	0,37	0,15	0,19	0,16	0,21	0,27
cv (%)	0,14	0,15	0,48	0,50	0,09	0,50	0,42	0,40	0,50	0,84	0,33	0,59	0,48	2,07	2,45

Trabalhos de pesquisa realizados na *Structural Clay Products Research Foundation*, citados por SINHA (1978), sugerem que a resistência à compressão em blocos cerâmicos não influencia a resistência à flexão da alvenaria com eles produzida. Na verdade, testar tal resistência, através de ensaio, não é relevante para a nossa pesquisa. No entanto, como a maioria das normas, nacional e estrangeiras, apresenta a resistência à compressão como uma medida da qualidade do bloco, o ensaio foi realizado e, aqui, apresentado.

A resistência à tração de tijolos é mais importante que a resistência à compressão, principalmente em se tratando de flexão de painel sujeito a carregamento lateral. Esta é a razão pela qual, neste trabalho, apresentam-se as resistências à (i) tração direta, obtida em equipamento próprio, desenvolvido para esta tese, utilizando-se o TJ 111; e (ii) tração na flexão, com base nas recomendações da BS 5628.

A norma britânica BS 5628 apresenta apenas a relação entre a resistência de flexão característica e a absorção de água dos blocos. A absorção de água de blocos é a quantidade de água, como uma proporção da massa seca do bloco, absorvida sob condições pré-estabelecidas. O método utilizado neste trabalho para a obtenção de tal proporção foi o recomendado pelas normas brasileiras, nas quais a determinação da absorção de água ocorre após 24 horas de imersão dos blocos em água na temperatura

ambiente. Há normas que recomendam outro método, considerado o mais confiável: deixar o tijolo, ou bloco, em água fervente por cinco horas, e somente depois deste tempo se determina a absorção de água.

A relação entre a absorção de água e a resistência à flexão foi investigada por alguns pesquisadores tais como SINHA (1978) e BAKER (1979). Analisando alguns dos resultados dos pesquisadores, observou-se que eles referenciam uma fraca correlação entre a resistência à flexão e a absorção de água. As normas estadunidenses defendem que a resistência à flexão da alvenaria de blocos cerâmicos é mais dependente da taxa inicial de sucção (IRA) que da absorção de água, o que parece contrário à conclusão de pesquisadores britânicos, como SINHA (1978). A taxa inicial de sucção de um tijolo é a taxa média, medida durante um minuto, contabilizado a partir do primeiro contato do tijolo com a água, na qual a face de assentamento do tijolo absorve água à temperatura ambiente. Para favorecer possíveis comparações entre resultados, apresentar-se-á, neste trabalho, ambos os estudos, incorporados, respectivamente, às normas britânica e estadunidense. Para isso, apresentar-se-á no próximo capítulo os seguintes dados: resistência à tração e à compressão do bloco; a absorção em água fervente (banho-maria); e, também, o ensaio de sucção sugerido por pesquisadores estadunidenses e incorporado à BS 5628.

6.2.3. Argamassa e seus constituintes

A argamassa utilizada para injeção em todos os prismas e paredes foi a estudada por ASSIS (2001). O traço utilizado foi o 1:4 (cimento: areia lavada de rio) para as paredes ensaiadas com 27 ou 28 dias de idade.

Quando se utilizou argamassa de assentamento nas juntas horizontais para os ensaios preliminares em paredinhas, utilizou-se a mesma argamassa indicada pela BS 5628, ou seja, tipo II e com a fluidez entre 10 s e 20 s, verificada em cone Marsh com diâmetro de saída de 16 mm. Normalmente as argamassas são identificadas com o traço e o fator a/c. Neste trabalho, optou-se por medir o traço e a fluidez pelo cone Marsh. Esta sistemática é, sem dúvida, muito melhor do que a tradicionalmente utilizada por causa de fatores como (i) determinação da umidade do agregado para correção da quantidade de água a ser introduzida na mistura (equipamentos que às vezes não conseguem informar corretamente a umidade do agregado); (ii) absorção excessiva de água pelo material. Estes fatores poderão mudar sobremaneira a trabalhabilidade da argamassa,

exigindo uma maior quantidade de água a se adicionar na mistura. Com a determinação da fluidez de Marsh é possível alterar a quantidade de água da mistura ajustando-a pela faixa de fluidez pré-estabelecida

Areia

Utilizou-se a areia lavada originária dos rios da cidade de Esmeraldas, Estado de Minas Gerais, por ser a mais utilizada na grande Belo Horizonte.

Da areia encaminhada aos laboratórios da PUC Minas e da UFMG, preparou-se uma amostra representativa, utilizando-se um quarteador de material, conforme prescrições da NBR NM 27:2000. Toda a areia foi secada ao sol e mantida armazenada em tambores de 150 litros ou em baias próprias para este armazenamento. No ato da mistura, verificou-se, sempre, a umidade com um aparelho Speed, corrigindo-se a água da mistura para se atender à fluidez necessária.

Segundo a ASTM C 270-86b, ao se transformar o traço em volume para massa, deve-se usar $1,28 \text{ kg/dm}^3$ para a massa unitária (massa específica aparente) úmida solta, $2,65 \text{ kg/dm}^3$ para a massa específica (massa específica real) e $1,45 \text{ kg/dm}^3$ para a massa unitária (massa específica aparente) seca.

Neste trabalho foram obtidos os seguintes dados (a partir dos resultados de ensaios realizados) para a areia:

Granulometria segundo NBR NM 248 (areia média)	zona 3
Massa unitária (específica aparente seca)	$1,399 \text{ g/cm}^3$
Massa específica (real ou absoluta)	$2,600 \text{ g/cm}^3$
Módulo de finura	2,36

Cimento

Como o cimento mais utilizado nas obras nas quais os blocos encaixáveis são atualmente aplicados é o CP II E 32, optou-se por ele. O material foi fornecido em sacos de 50 kg.

Segundo a ASTM C 270-86b, deve-se adotar, para o cimento Portland, as seguintes características: (i) massa unitária (massa específica aparente), $1,505 \text{ kg/dm}^3$; (ii) massa específica (real ou absoluta), $3,07 \text{ kg/dm}^3$.

Neste trabalho foram obtidos os seguintes dados (a partir dos resultados de ensaios realizados) para o cimento:

Finura por peneiramento.....	teste considerado satisfatório
Massa unitária (específica aparente).....	1,05 kg/dm ³
Massa específica (real ou absoluta).....	3,00 kg/dm ³

Note-se que os resultados obtidos para o cimento utilizado não atendem completamente à ASTM, o que serve de alerta para as pessoas que fazem uso de dados de normas para definirem traços. O que se pode observar é que o cimento usado neste trabalho apresentou uma massa unitária abaixo da indicada pela ASTM. Esta grande diferença influi enormemente no traço em volume, o que deve ser objeto de cuidado mais apurado por parte do responsável pela qualidade final da argamassa.

Processo de mistura

Todas as misturas foram realizadas em misturador planetário, próprio para misturas em laboratório, objetivando a homogeneidade da argamassa final a ser utilizada na montagem das paredinhas e prismas.

A argamassa para a injeção recebeu a quantidade de água necessária para possibilitar uma fluidez entre 10 s e 20 s, conforme ASSIS (2001).

O controle da resistência à compressão da argamassa foi executado para cada parede, ou prisma. Foram utilizados moldes cilíndricos de 5 cm x 10 cm para a preparação dos cps da argamassa dos prismas e paredinhas.

Cone Marsh

O cone Marsh utilizado para a verificação da fluidez da argamassa pode ser visualizado na FIGURA 43. O ensaio de fluidez seguiu as recomendações da NBR 7682/83.

Observe-se que o funil é composto de um corpo tronco-cônico e de um tubo cilíndrico (contínuo e sem emendas), com as seguintes características: diâmetro interno do tubo de 12,5 mm ou 16 mm, e diâmetro máximo do cone igual a 155 mm. O tubo apresenta uma altura de 80 mm e o tronco de cone apresenta uma altura de 280 mm.

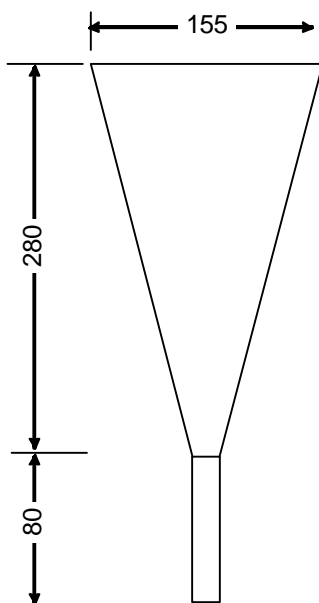


FIGURA 43 – Cone Marsh e suas dimensões, segundo a NBR 7682/83

A fluidez foi medida, efetuando-se o seguinte procedimento:

1. vedou-se a parte inferior do cone;
2. colocou-se argamassa dentro do cone, um volume em torno de 1,9 litros;
3. destampou-se o furo inferior e, concomitantemente, mediu-se o tempo de saída de um volume de um litro de argamassa;
4. determinou-se a fluidez - tempo em segundos que um litro da argamassa gasta para sair do cone.

6.3- Flexão em paredinhas

6.3.1. Introdução

Para prever a resistência à flexão em paredes carregadas lateralmente, é essencial ter um conhecimento adequado das propriedades relativas à resistência e rigidez das paredinhas

de tijolos encaixáveis, relativamente à flexão. A alvenaria tradicional é um material a respeito do qual se tem um bom conhecimento científico e tecnológico, o que não se aplica ao caso das paredes de blocos encaixáveis. Nos estudos aqui realizados, foram consideradas algumas premissas aceitáveis para a alvenaria tradicional que, ao longo dos ensaios, se confirmaram ou não.

Como destaca BERTO (2001), na alvenaria tradicional o produto composto exhibe uma ortotropia de rigidez e de resistência nas direções horizontal (x) e vertical (y). Nesta perspectiva, os principais eixos de interesse são os paralelos (i.e “x”) e/ou perpendiculares às fiadas (i.e “y”). Na realidade, para os blocos encaixáveis, as juntas são de montagem ou contato, pois, inicialmente, não há argamassa. A razão entre os módulos de elasticidade (E_x e E_y) é exigida para se conhecer como é a distribuição de carga para os apoios da parede, dependendo das suas condições de contorno. Entretanto, não é exigido o valor individual absoluto do módulo de elasticidade. A razão entre os módulos será apresentada posteriormente. As resistências à flexão são exigidas a fim de prever a carga de ruptura nas paredes. Tanto as propriedades relacionadas à rigidez quanto as de resistência podem ser determinadas realizando-se ensaios de flexão em paredes. Autores como BAKER (1977); WEST (1977); WEST (1979); SINHA (1979); SINHA (1986); BARBOSA (1996); CASAPULLA (2001), e outros foram consultados para a elaboração deste capítulo.

Há dois métodos para a obtenção do módulo de elasticidade. O primeiro usa o ensaio de flexão, obtendo-se o módulo por medição da relação carga versus deslocamento, ou tensão versus deformação. O segundo utiliza o ensaio de compressão. A vantagem do ensaio de compressão é que os valores do coeficiente de Poisson podem ser facilmente obtidos. Os valores dos módulos de elasticidade obtidos pelos ensaios de compressão são muito semelhantes aos obtidos pelos ensaios de flexão, como foi confirmado por SINHA (1978), DUARTE (1993) e CAVALHEIRO (1994). Neste trabalho, optou-se por estudá-los por meio dos ensaios de flexão.

6.3.2. Módulos de elasticidade

Propôs-se neste trabalho ensaiar dois tipos de paredinhas, a primeira designada por parede xx, e a segunda parede yy. As dimensões das paredinhas seguiram às recomendações da BS 5628, ou seja: (i) as paredes xx, com quatro fiadas

(aproximadamente 400 mm) e quatro blocos por fiada (aproximadamente 880 mm); (ii) as paredes yy, com dez fiadas (aproximadamente 1.000 mm) e dois blocos (aproximadamente 440 mm) por fiada.

A FIGURA 44 e FIGURA 45 mostram a configuração das paredinhas nas direções xx e yy.

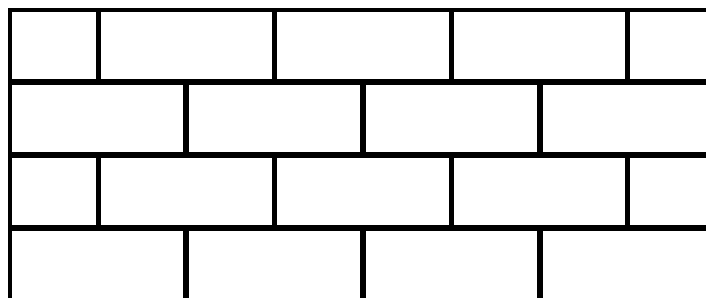


FIGURA 44 – Paredinha típica designada por parede xx ou série 4x4

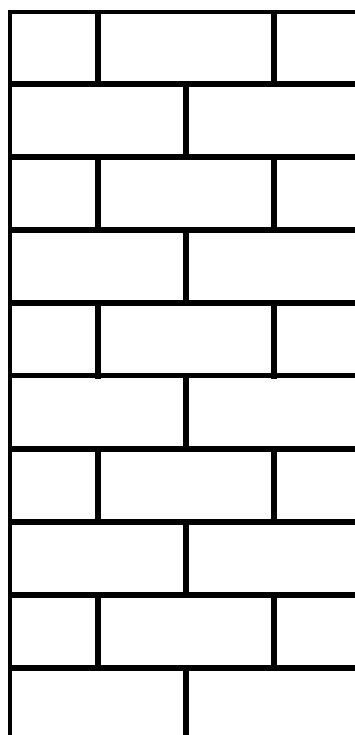


FIGURA 45 – Paredinha típica designada por parede yy ou série 2x10

Segundo a norma britânica BS 5628, estas paredinhas devem ser testadas na vertical. A FIGURA 46 mostra como estas paredinhas foram ensaiadas. Cada paredinha foi simplesmente apoiada nas extremidades e recebeu cargas em linha e equidistantes dos

apoios. A distância entre as duas cargas em linha foi de $1/3$ da distância entre os apoios. Quando necessário, para favorecer o ajuste de prumo ou alinhamento da paredinha, uma camada de gesso rápido foi colocada entre a parede e o apoio-suporte em tubo cilíndrico de aço, como mostrado na FIGURA 46. A distância entre a borda da “viga” e o centro do apoio tubular foi de aproximadamente 55 mm. Segundo a normalização brasileira, NBR 14.322, as cargas podem ser aplicadas por meio de um só cilindro, desde que haja dispositivo para a transmissão de duas cargas como mostrado na FIGURA 71 e FIGURA 73.

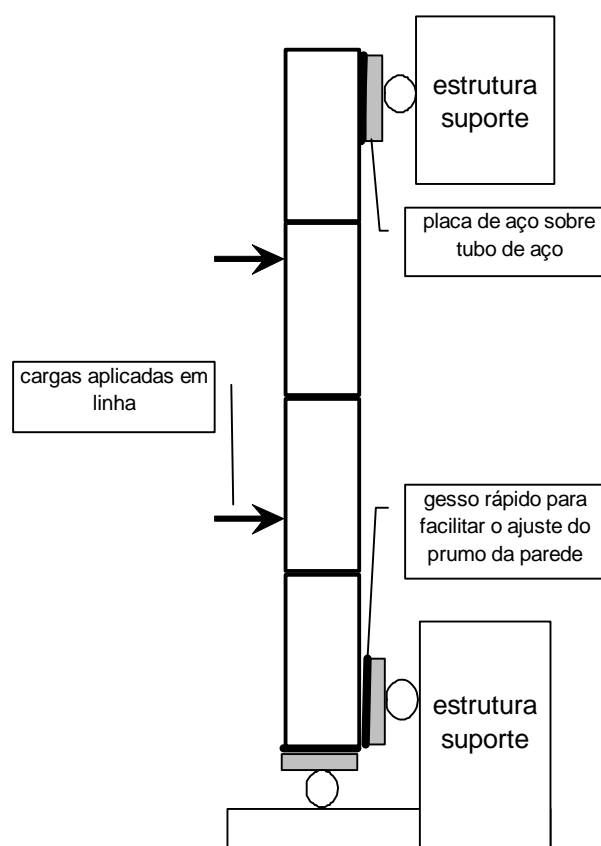


FIGURA 46 – Arranjo de parede ou paredinha para o ensaio de flexão

Um relógio comparador digital, ou DT foi instalado na face oposta à aplicação das cargas, com o objetivo de medir-se o deslocamento na região central. Também foram instalados *strain gages* ou extensômetros elétricos (EE) na parte central das paredinhas, objetivando medir as deformações ocorrentes entre as cargas concentradas em linha. Para melhor conhecer o comportamento local, os *strain gages* foram colados na face tracionada e também na face comprimida. Os módulos de elasticidade nas direções x e y

foram obtidos pela utilização das relações carga-deslocamento e tensão-deformação, a partir das expressões mostradas nas equações (2) e (5).

6.3.2.1. Relação carga-deslocamento

O deslocamento central máximo de uma “viga” simplesmente apoiada, sob cargas concentradas em linhas, como mostrado na FIGURA 47, pode ser dado por:

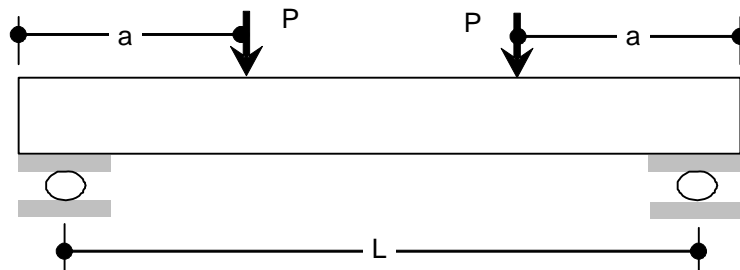


FIGURA 47 – Parede típica com duas cargas concentradas equidistantes das extremidades e com distância entre elas igual a $L/3$

$$\delta_{cent} = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (1)$$

Da equação $\delta_{cent} = \frac{23PL^3}{648EI}$ (1 acima, o valor de E pode ser obtido como:

$$E = \frac{23PL^3}{648I\delta_{cent}} \quad (2)$$

6.3.2.2. Relação tensão-deformação

O momento fletor para o arranjo mostrado na FIGURA 47, é:

$$M = \frac{PL}{3} \quad (3)$$

As tensões nas faces inferior e superior da viga da FIGURA 47, podem ser expressas em módulo, como:

$$\sigma = \frac{My}{I} = \frac{PL}{3Z} \text{ em que: } Z = \frac{I}{y} \quad (4)$$

Da lei de Hooke, pode-se escrever:

$$E = \frac{\textit{tensão}}{\textit{deformação}} \textit{ e portanto, } E = \frac{PL}{3Z\varepsilon} \quad (5)$$

em que:

δ_{cent}	deslocamento máximo no centro da parede
ε	deformação na face da parede (no centro do vão)
E	módulo de elasticidade
σ	tensão normal máxima na seção central
I	momento de inércia da seção transversal
L	distância entre os apoios
M	momento fletor
P	carga concentrada
y	distância da linha neutra à face da viga
Z	módulo de rigidez da seção transversal da parede

6.3.3. Medidas do momento-curvatura

A norma britânica BS 5628 fornece coeficientes para o projeto de painéis, que são deduzidos da teoria da linha de escoamento desenvolvida para lajes de concreto subarmadas. Um material frágil não pode agir da mesma maneira que um rígido-plástico, para o qual a teoria da linha de escoamento se baseia. Por ser a alvenaria considerada frágil ou “quasi-frágil”, ela pode não ser capaz de resistir a momentos após a fissuração. A fim de verificar se a alvenaria de blocos encaixáveis se comporta como um material rígido-plástico, a relação momento-curvatura foi considerada em ambas as direções ortogonais. As figuras 48 e 49 a seguir mostram como as curvaturas foram consideradas a partir das deformações e deslocamentos em uma parede sujeita à flexão “pura”. A FIGURA 48, apresenta a relação entre o momento fletor e a curvatura, para um material rígido-plástico ideal.

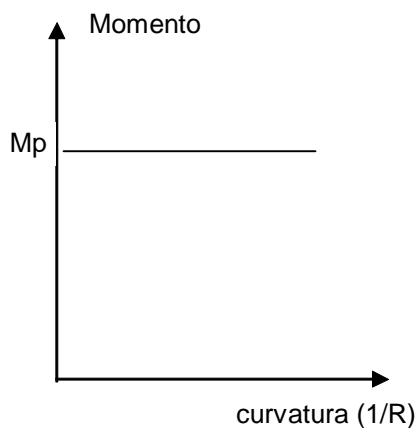


FIGURA 48 – Gráfico que relaciona o momento e a curvatura, para materiais rígido-plásticos ideais

6.4.3.1. Curvatura obtida a partir da medição de deformações

Quando uma viga (parede) está sujeita a carregamentos como mostrado na FIGURA 47, a superfície superior está sob compressão e a superfície inferior sob tração. As deformações em compressão e em tração estão mostradas na FIGURA 49. A curvatura, dentro da zona de flexão pura, pode ser obtida dividindo as deformações totais pela espessura total dessa seção. A vantagem de usar as deformações totais é que a deformação não é afetada, mesmo se a linha neutra não estiver no centro da seção. A curvatura da viga é dada por:

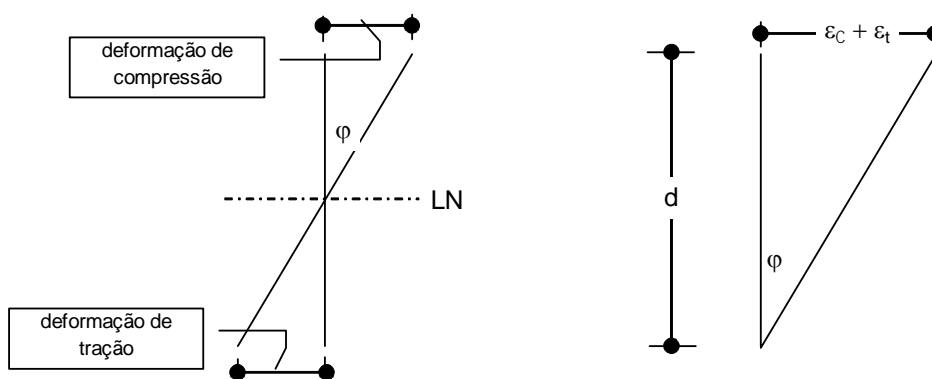


FIGURA 49 – Deformação de uma seção transversal fletida

$$\varphi = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{d} \quad (6)$$

em que:

ε_t	deformação de tração
ε_c	deformação de compressão
φ	curvatura da parede (viga)
d	espessura da parede (viga)

6.4.3.2. Curvatura obtida a partir dos deslocamentos horizontais (flechas)

Estando uma parede submetida a carregamentos transversais, como mostrado na FIGURA 46, a parte central entre as duas cargas concentradas estará submetida à flexão pura e se curvará segundo um arco circular. Considerando R o raio de curvatura da superfície neutra, o deslocamento central δ e a distância entre as cargas concentradas L_{ref} , pode-se considerar, com uma boa aproximação, a equação 7, segundo DUARTE (1993), como representativa da curvatura φ , mostrada na FIGURA 49.

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{8\delta}{L_{ref}^2} \quad (7)$$

em que:

R	é o raio de curvatura da superfície neutra, fletida
δ	deslocamento central entre as duas cargas
L_{ref}	vão entre as cargas concentradas

O δ (deslocamento central entre as duas cargas) pôde ser medido durante o ensaio e também calculado a partir da equação 8. Para obter-se a curvatura φ indicada na equação 7, o δ foi medido durante o ensaio e posteriormente conferido pela equação 8.

$$\delta = \frac{3P(L_{ref})^3}{648.E.I} \quad (8)$$

6.4- Materiais

Para o desenvolvimento deste trabalho, os materiais foram preparados na seguinte seqüência:

- blocos para a caracterização dimensional;
- areia e cimento para preparação de argamassa;
- blocos para amostras de prismas de base retangular, meios blocos, prismas com sem argamassa, e para construção das paredinhas; e
- blocos para a determinação de módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Projeto e construção de equipamento para a execução dos ensaios de tração direta, nos meios blocos ou TJ 111.

Equipamentos e dispositivos utilizados nos ensaios

Indicar-se-á a seguir os vários equipamentos e dispositivos que foram utilizados durante os estudos:

- Adesivo (superbonder) para a colagem dos EE;
- Algodão para limpeza de superfícies para colagem de EE;
- Alicates, pinça, ferro de solda (brasagem), pasta para brasagem, fio de estanho;
- Aparelho cone Marsh, segundo NBR 7682/83 com diâmetros de 12,5 mm e 16,0 mm;
- Bacias para preparação das misturas, com capacidade para 5 kg;
- Balança – capacidade máxima de 1.610 g, e resolução de 0,1 g;
- Balança – capacidade máxima de 21.100 g, e resolução de 1,0 g;
- Balança eletrônica capaz de pesar até 10 kg com resolução de 1 g;
- Balança eletrônica capaz de pesar até 5 kg com resolução de 0,1g;
- Becker com capacidade para 100 ml;
- Câmara úmida equipada com condicionador de ar para controlar a temperatura do ambiente em $24^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$; bicos aspersores capazes de pulverizarem água no ambiente de modo a manter a umidade relativa do ar (URA) igual a $95\% \pm 5\%$;

- Célula de carga com capacidade máxima de 60 kN com resolução de 1%;
- Cilindros hidráulicos com bombas acopladas, com capacidade de 60 kN;
- Cronômetro capaz de medir centésimo de segundo;
- Dispositivos de apoio para as paredes;
- Dispositivos para aplicação de cargas horizontais;
- Dispositivos para transporte de paredinhas;
- Equipamentos diversos como colher de pedreiro, régua milimetrada e outros acessórios comuns utilizados em laboratório de materiais de construção;
- Espátulas, conchas, moldes de 50 mm x 100 mm;
- Estufa para secagem de material, capaz de trabalhar na faixa de 105° C a 110° C.
- Faceador de corpos de prova com dispositivo diamantado capaz de aplainar a superfície de modo a dispensar o uso de pasta ou enxofre para regularização da superfície onde será aplicada a carga de compressão;
- Fita adesiva transparente;
- Fita isolante;
- Fogareiro para aquecimento de banho-maria;
- Lixas próprias para materiais cerâmicos e com grão 60, 120, 180, 240 e 320;
- Misturador mecânico planetário com cuba para 5 kg e velocidades de 1630 rpm e 830 rpm;
- Multímetro digital com faixa máxima de 200 ohms e resolução de 0,1Ω;
- Nova máquina de tração com dispositivos especiais para o ensaio de tração em meios blocos;
- Paquímetro analógico e digital capaz de medir até 250 mm com resolução de 0,01 mm;
- Placas de vidro de 60 mm x 60 mm x 6 mm;
- Prensa Amsler com capacidade máxima de 400 kN, com escalas para trabalharem até 8 kN; 20 kN; 40 kN; 80 kN; 200 kN e 400 kN;
- Proveta com capacidade para 1000 ml e resolução de 10 ml;
- Régua milimetrada para a marcação da posição dos extensômetros elétricos e com resolução de 1 mm;

- Relógios comparadores com resolução de 0,001 mm e 0,01 mm;
- Relógios comparadores com resoluções de 0,01 mm e 0,1 mm;
- Sistema de aquisição de dados com todos os seus acessórios, com no mínimo 8 canais A/D;
- Sistemas de aquisição de dados equipados para registrarem informações de EE, DTs e Células de cargas;
- *Strain gages* (extensômetros elétricos) próprios para serem utilizados em material cerâmico; e
- Agitador de peneiras.

A Tabela 3 apresenta resumidamente a quantidade de blocos necessários aos estudos aqui propostos.

Tabela 3 – Material estimado para a execução dos ensaios

Sigla utilizada	Utilização	Quantidade de peças
TJ 110	Caracterização dimensional	12
Corpo-de-prova inteiro ou TJ 110	Ensaio de compressão em blocos-padrão	12
paredinha ou MP	Ensaio de flexão em 16 paredinhas, sendo 8 de (4x4) e 8 de (2x10), consoante a BS 5628	288
Prismas ou PR	Ensaio de compressão em prismas (24) com três fiadas, sendo 12 com furos cheios e 12 com furos vazios de argamassa	72
TJ 110	Determinação do coeficiente de Poisson, absorção de água e índice de sucção inicial	12
TJ 110	Determinação do módulo de deformação à compressão em blocos	12
TJ 110	Perda estimada (2%)	17
TJ 111	Ensaio de tração em meios blocos	12
TOTAL DE BLOCOS PADRÃO		437

6.5- Métodos

6.5.1. Introdução

Após a coleta das amostras dos blocos recebidos nos laboratórios, estes foram adequadamente caracterizados com as seguintes informações: massa, dimensões características (altura, largura, comprimento, diâmetros dos furos, altura do macho, profundidade da fêmea).

Um conjunto de blocos representativos da amostra principal foi conduzido a uma estufa para a secagem até constância de massa. Com estes resultados foi possível conhecer-se a umidade média da amostra principal.

Todos os corpos-de-prova utilizados nos ensaios permaneceram em câmara úmida com umidade e temperatura controladas, até três horas antes da execução dos ensaios.

Os corpos-de-prova utilizados para a determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson foram preparados com massa plástica para receberem os *strain gages* (EE). Estes foram avaliados anteriormente em relação à corrente e tensão indicadas no envelope do dispositivo.

A FIGURA 50 mostra como os cps foram extraídos do bloco-padrão. O disco utilizado foi o diamantado, com o objetivo de não produzir lascamentos e minimizar a rugosidade da superfície. Essa figura representa apenas uma mostra do que se fez, pois em cada bloco-padrão foram extraídos seis cps, três de cada lado. Destes cps foram determinados os coeficientes de Poisson, considerado para o material do bloco. Esta forma foi adotada para melhorar a homogeneidade da amostra.



FIGURA 50 – Bloco-padrão e um cp extraído de sua parte central

Objetivando a redução de poeira e possíveis danos aos cps, todos os blocos foram saturados antes de serem cortados, utilizando-se água corrente para o resfriamento do disco.

A FIGURA 51 mostra um dos cps com capeamento de enxofre, e antes de ser ensaiado. Todos estes cps receberam capeamento de enxofre com o objetivo de regularizar a superfície de contato com a placa de compressão da prensa universal.



FIGURA 51 – Corpo-de-prova capeado com enxofre - PBR

Os ensaios de compressão nos blocos-padrão, nos cps do tipo mostrado na FIGURA 51, foram executados em prensa universal Amsler com capacidade máxima de 400 kN e com escalas de 400 kN, 200 kN, 80 kN, 40 kN, 20 kN e 8 kN. As resoluções variaram conforme a escala e foram respectivamente: 1 kN; 200 N; 100 N; 100 N; 20 N; e 10 N.

6.5.2. Base estatística

Neste tipo de trabalho, a intuição do pesquisador não pode ser tomada como critério básico a ser utilizado na avaliação de um determinado resultado. Qualquer experimento deve ser mensurado através de métodos matemáticos de planejamento e de análise estatística dos resultados obtidos.

Segundo CUNHA (s.d), as técnicas de planejamento de experimentos conduzem à seleção adequada de ensaios que devem ser realizados para que se obtenham resultados confiáveis com os menores recursos disponíveis.

Neste trabalho, os resultados foram analisados estatisticamente, visando a se evitar possíveis erros. Destacam-se como benefícios da utilização das técnicas de planejamento de experimentos: (i) redução do número de ensaios sem prejuízo da qualidade da informação; (ii) estudo simultâneo de diversas variáveis, separando seus

efeitos; (iii) determinação da confiabilidade dos resultados; (iv) realização da pesquisa em etapas, adicionando novos ensaios, que se mostrem necessários; (v) seleção das variações que influem em um processo com número reduzido de ensaios; (vi) representação de processos em estudo através de equações matemáticas; e (vii) obtenção de conclusões a partir de resultados qualitativos, como asseverado por CUNHA (s.d).

Considerou-se que, para se chegar à solução mais adequada ao problema, qualquer experimento, por mais simples que seja, deve passar pelas quatro etapas apresentadas a seguir: (i) estudo do experimento; (ii) programação dos ensaios; (iii) realização dos ensaios; e (iv) análise dos resultados.

a) Estudo do experimento

Nesta etapa procedeu-se à seleção e organização de todas as informações sobre o fenômeno a ser estudado, passando pelos seguintes itens: (i) definição do problema; (ii) escolha das variáveis de resposta; (iii) seleção dos fatores a variar; (iv) escolha dos níveis em que estes fatores vão variar; e (v) verificação da possibilidade de combinação de níveis e fatores.

Todas as etapas foram cuidadosamente acompanhadas, não se avançando para a etapa posterior, sem que a anterior estivesse sido bem resolvida, evitando-se, sempre que possível, a eliminação ou inutilização de ensaios já executados. Antes de se executar qualquer ensaio, verificou-se se as variáveis poderiam ser medidas na faixa em estudo, considerando-se que, caso contrário, o ensaio deveria sofrer alterações antes da sua execução, segundo recomendações de CUNHA (s.d.)

b) Programação dos ensaios

Conhecido o fenômeno a ser estudado, as limitações impostas pelas variações envolvidas no processo e a forma de quantificar as respostas, passou-se à programação dos ensaios: (i) seleção do método de programação; (ii) definição da confiabilidade desejada; (iii) determinação das condições dos ensaios; e (iv) escolha da ordem dos ensaios.

Nesta etapa, determinou-se o número de ensaios que seriam realizados, as condições de cada ensaio e quando deveriam ser efetuados. Seguiu-se a programação com rigor, tendo em mente que, na maioria dos casos, uma alteração em um ensaio prejudicaria a obtenção da melhor solução.

c) Realização dos ensaios

Durante a realização dos ensaios, foram observados e registrados todos os fatores que, não tendo sido inseridos no processo como variáveis a serem consideradas, poderiam vir a alterar os resultados, conforme CARRASCO (2001).

d) Análise dos resultados

Os resultados dos ensaios foram tabelados, anotando-se para cada ensaio as condições em que foi realizado e os resultados obtidos. Às vezes, para um mesmo ensaio, foram obtidas respostas variadas, as quais foram analisadas separadamente. Os itens constituintes desta etapa foram: (i) coleta e organização dos dados obtidos; (ii) cálculos estatísticos dos resultados dos ensaios; e (iii) interpretação dos resultados.

e) Variabilidade

Seguindo GALLEGOS (1989), considerou-se, neste trabalho, que sempre há dispersão de valores nas medidas de todas as propriedades dos materiais usados na engenharia. Esta dispersão depende dos diferentes elementos e processos que são requeridos para a sua elaboração. O tratamento das dispersões no valor das propriedades estruturais, dimensões e outras características partem do pressuposto de que os resultados se ajustam à curva de distribuição normal. Há muitas evidências que justificam que a curva de distribuição normal se aplica aos estudos dos materiais de construção utilizados pela engenharia. Teoricamente, esta curva é aplicada a valores sujeitos a variações simétricas em torno do ponto médio do grupo de resultados, com quantidades decrescentes de um lado e do outro do valor médio conforme aumenta a distância deste. Esta curva pode conter os valores próximos da média aritmética, ou não. Desvio de valores pequeno indica que há maior uniformidade, sendo a curva normal tão mais aguda quanto menor for o desvio padrão. Este pode ser representado por s , ou pela letra grega σ correspondente ao s minúsculo do nosso alfabeto. É comum usar-se s para amostra, e σ para uma população.

f) Distribuições

Distribuição t de Student

É a distribuição de médias de amostras para uma mesma população, quando o número de corpos-de-prova (elementos da amostra) fica aquém de 30 elementos.

Teste bilateral

Através de valores de t , tabelados, pode-se saber a que intervalo se encontra a média de uma população quando se conhece na amostra, \bar{x}, s, n , retirada desta população.

$$\bar{x} - \frac{ts}{\sqrt{n}} < \mu < \bar{x} + \frac{ts}{\sqrt{n}} \quad (9)$$

em que:

- \bar{x} é a média aritmética da amostra
- s o desvio padrão da amostra
- μ média da população
- n número de elementos da amostra

t tabelado é determinado através do conhecimento do tamanho da amostra (n) e do nível de certeza que se deseja na determinação do intervalo em que está a média da população (μ). O nível mais comum utilizado é 95% de confiança, isto é, quando se determina um intervalo, no qual só se espera que uma proporção de 5% dos valores esteja fora deste intervalo.

A partir do tamanho da amostra (n) obtém-se o grau de liberdade indicado por GL. No caso de uma amostra com n elementos, $GL = n - 1$. Tem-se então, a partir de tabelas próprias, para o índice de confiança escolhido, o valor de t correspondente ao grau de liberdade da amostra.

Teste unilateral

Quando se deseja testar se a média de uma população é menor ou igual (ou maior ou igual) a um determinado valor, e não apenas igual ou diferente, deve-se utilizar tabela apropriada (apresentada em livros de estatística), que faz o teste unilateralmente.

Erro do valor médio

Corresponde à dispersão do valor mais provável (valor médio em relação ao valor verdadeiro)

Definições:

Desvio padrão dos valores médios:

$$\xi = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (10)$$

Esta expressão é deduzida a partir de resultados de um conjunto de m séries equivalentes (mesmo processo), cada uma constituída de n medições.

Erro do valor médio e número ótimo de medições:

$$\Delta x_s = \xi \quad (11)$$

Esta igualdade é válida para uma única série de medições e o erro retrata a qualidade do processo de medição.

Observação: é universalmente aceito que o erro Δx_s da série de medições seja limitado pelo valor mínimo $\Delta x/10$, deste modo é possível obter-se o número mínimo e ótimo de observações, com o intuito de se minimizar o trabalho e maximizar a qualidade dos resultados, durante o processo experimental.

Este número será identificado a partir daqui, como n^* , ou seja, o número ótimo de medições ou observações que minimizará o trabalho e maximizará a qualidade do resultado final da série, como indicado por CARRASCO (2001).

Assim, n^* corresponde ao número inteiro da interseção da curva definida pelo desvio padrão dos valores médios ξ e a reta horizontal, de ordenada $\Delta x/10$.

Admitindo-se que este número ótimo seja maior que 10, então, para séries do mesmo processo, com número n de observações compreendidos na faixa ($10 \leq n \leq n^*$), tem-se que o erro da série vale $\xi \geq \Delta x/10$, e um aumento do número n de observações provoca uma melhoria na qualidade do resultado final.

Caso contrário, aumentando-se o número n , além do número ótimo, o erro da série sempre estará limitado no mesmo valor mínimo, igual a $\Delta x/10$, sem provocar nenhuma melhoria na qualidade do resultado final da série.

A determinação do número ótimo n^* é feita a partir da igualdade:

$$\xi_{n^*} = \Delta x/10 \cong \sigma / \sqrt{n^*} \quad (12)$$

$$n^* = \text{int. sup.} \left(\frac{100 \cdot \sigma^2}{(\Delta x)^2} \right) = \text{int. sup.} \left[\frac{100V}{(\Delta x)^2} \right] \quad (13)$$

Em que:

Δx é a média aritmética obtida no ensaio

σ é o desvio padrão da amostra ensaiada

Assim sendo, a regra para se determinar o número ótimo de observações se resume nas seguintes etapas:

1. inicialmente realiza-se uma série de ensaios onde $n = 10$ e a partir daí determina-se o desvio padrão;
2. com os valores de σ e Δx , calcula-se n^* ;
3. a decisão de se aumentar o número de observações a partir das 10 iniciais passará por fatores como: tempo, valores financeiros, etc, bem como, pelo próprio valor de n^* .

Durante este trabalho, procurou-se, sempre, avaliar o número n^* , pelas razões acima descritas.

6.5.3. Bases para o desenvolvimento de cps e equipamento

Para todos os ensaios, considerados a seguir, foram selecionados no mínimo 10 cps para comporem uma amostra. Em cada amostra, verificou-se, por condição estatística, se o número utilizado foi igual ou maior que o número de ensaios considerado ótimo. Caso contrário, este número foi aumentado e, novamente, verificada a condição de otimização, até a obtenção do número ideal que minimizasse os custos e maximizasse os resultados em termos de confiabilidade do processo experimental.

Corpos-de-prova

Normalmente, um ensaio de tração é feito em corpos de prova com características específicas de acordo com normas técnicas vigentes. Suas dimensões devem ser adequadas à capacidade da máquina de ensaio. Utilizam-se, com frequência, corpos-de-prova de seção circular ou retangular, dependendo da forma e tamanho do produto acabado do qual foram retirados, como mostram as ilustrações da FIGURA 52.

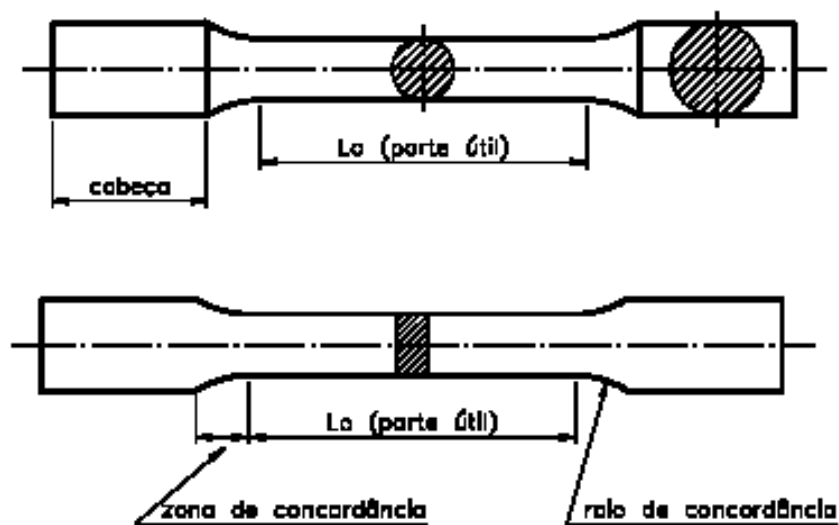


FIGURA 52 – Formas usuais de corpos-de-prova. (a) seção circular e (b) seção retangular

Com o objetivo de induzir a ruptura do material, estes cps apresentam uma seção transversal reduzida na parte central. Outras formas também são muito utilizadas, como mostrado no trabalho de investigação de Zhou, citado por SHAH (1995).

No ensaio de tração direta executado em meio-bloco, no equipamento desenvolvido para este trabalho e mostrado na FIGURA 61, não houve necessidade de construção de

corpos-de-prova especiais, pois os dispositivos criados dispensaram as recomendações de Zhou,³³ citado por SHAH (1995).

Para os ensaios de compressão, não se fez nenhuma mudança na forma da seção transversal dos corpos-de-prova, por não haver necessidade, mesmo em se tratando de materiais frágeis e “quasi-frágeis”.

As cabeças das regiões extremas, que servem para fixar o corpo-de-prova à máquina, de modo que a força de tração atue axialmente na peça podem ter dimensões diferentes dependendo da forma de fixação. As formas destas extremidades dependem do tipo de ensaio e também dos dispositivos da máquina. Os tipos de fixação mais comuns são os apresentados na FIGURA 53.

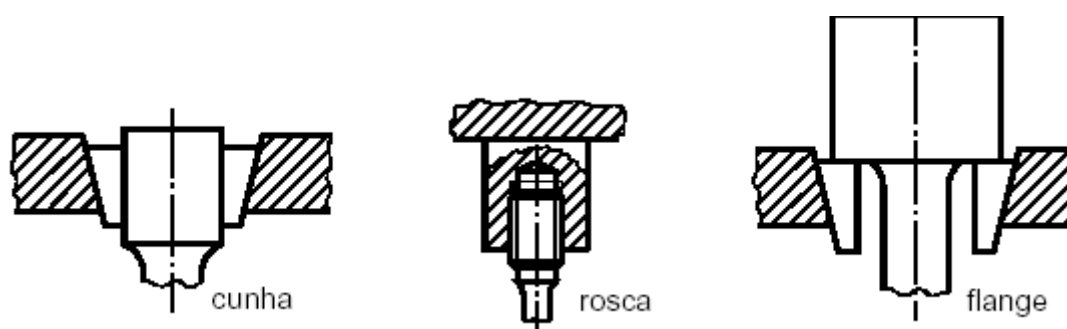


FIGURA 53 – Tipos de fixação dos cps nas máquinas-universal.
(a) tipo cunha; (b) tipo rosca; (c) tipo flange

O tipo cunha é muito utilizado, porém ele aplica tensões de compressão muito elevadas durante o ensaio de tração, podendo esmagar o cp antes do término do ensaio.

O tipo rosca não é adequado para produtos cerâmicos pela dificuldade e alto custo de execução da rosca nas extremidades do cp.

O tipo flange é bastante interessante para produtos como madeira e metais com baixo coeficiente de atrito, mas, podem induzir ruptura por cisalhamento nas extremidades, além do cp necessitar de comprimentos maiores que nos outros casos.

Neste trabalho, os cps foram retirados de blocos inteiros já adequadamente caracterizados com o objetivo de se garantir a maior aproximação possível das características do componente principal utilizado nas paredes, o bloco encaixável.

³³ ZHOU, Z.P. *Time Dependent Crack Growth and Fracture in Concrete*. Ph.D. Dissertation, Report TVBM-1011, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1992.

Como é comum as cunhas introduzirem excentricidade nos ensaios, dispositivos para evitarem este efeito foram produzidos e testados para o equipamento criado.

Equipamento de tração (novo)

A máquina universal tem normalmente muitos predicados que a tornam muito onerosa quando se deseja efetuar ensaios mais simples, principalmente em obra. Como o seu custo é bastante alto, obras de pequeno e médio portes não têm condição de comprá-la e, com isto, a qualidade e o controle do produto podem ser comprometidos.

Uma tarefa proposta, e hoje finalizada, foi o desenvolvimento de um equipamento de pequeno porte e custo relativamente baixo para que construtores possam testar o bloco de encaixe aqui utilizado, com o objetivo de acompanhar a sua qualidade. Este equipamento de tração aqui referenciado, na sua última versão, pode ser visualizado através da FIGURA 61.

A capacidade máxima para força de tração de 3 kN, foi utilizada para a execução dos ensaios de tração direta de meios-blocos ou TJ 111. Para evitar que se tivesse uma estrutura muito robusta e, conseqüentemente, cara, o equipamento foi espelhado em balanças de duplos pratos. O dispositivo para medição de carregamento foi, inicialmente, composto de pequenos discos com massas variadas, passando-se, depois, à utilização de dinamômetro de mola. Para o equipamento na versão final, utilizou-se um pequeno cilindro hidráulico acoplado a um manômetro, capaz de medir a pressão ocorrente em um dos lados do equipamento. Outros dispositivos necessários ao ensaio de tração em meio-bloco, também foram desenvolvidos e foram utilizados nos ensaios.

Durante o desenvolvimento do equipamento de tração foram produzidos e testados dois protótipos até se chegar ao terceiro o qual foi considerado definitivo. Em um dos lados do equipamento foram instaladas garras para receberem os corpos-de-prova (cps prismáticos, cilíndricos ou o meio bloco padrão – TJ 111). No outro lado foram aplicadas as cargas, como mostrado na FIGURA 58. No primeiro protótipo os pesos foram colocados sobre uma base circular suspensa por uma haste presa à barra horizontal, do equipamento.

Na FIGURA 54 estão apresentados os componentes que foram utilizados durante os ensaios de tração direta dos TJ 111. O dispositivo 1 é um cilindro maciço bi partido; o

dispositivo 2 é um suporte em forma de U; e o dispositivo 3 são parafusos tipo borboleta.



FIGURA 54 – Dispositivos utilizados para o ensaio de tração direta no TJ 111

O procedimento para a execução do ensaio de tração direta neste novo equipamento de tração pode ser assim descrito:

1. o dispositivo 1, mostrado na FIGURA 55, é introduzido no interior do furo do TJ 111;

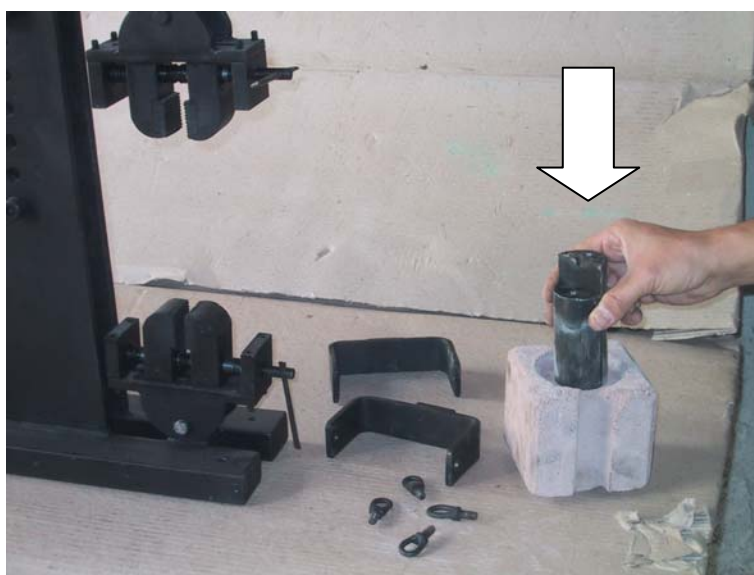


FIGURA 55 – Um TJ 111 recebendo o dispositivo 1

- atendido o item anterior, as partes do cilindro bi partido são fixadas no dispositivo 2 por meio dos parafusos 3, tipo borboleta, como mostrado a FIGURA 56;



FIGURA 56 – Conjunto composto pelos dispositivos 1, 2 e 3

- atendido o item anterior, os dispositivos 2 são fixados nas garras da máquina, como mostrado na FIGURA 57;

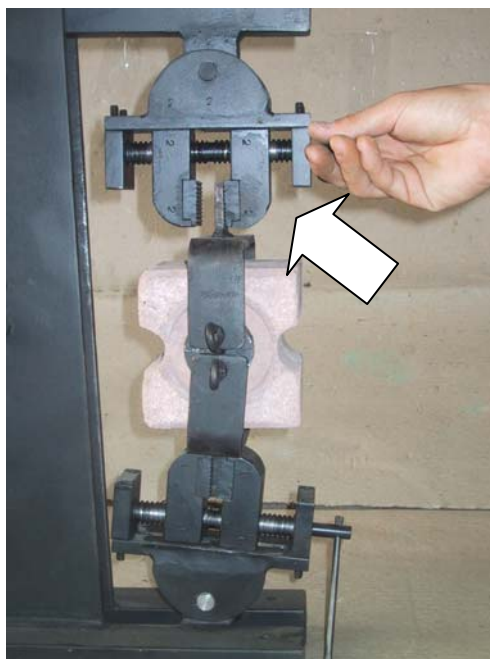


FIGURA 57 – Garra da máquina fixando o dispositivo 2

- concluído o item anterior, na extremidade oposta às garras, cargas são colocadas, até ocorrer a ruptura do corpo-de-prova. A carga máxima é registrada e utilizada na determinação da tensão de tração direta do corpo-de-prova. A FIGURA 58 mostra, numa visão panorâmica, o protótipo da máquina de tração no seu primeiro estágio.



FIGURA 58 – Visão panorâmica da máquina de tração, no seu primeiro estágio

A garra mostrada na FIGURA 59 foi utilizada para ensaios em prismas de base retangular (PBR) e de base circular conforme pode ser visto na FIGURA 59 e FIGURA 60.

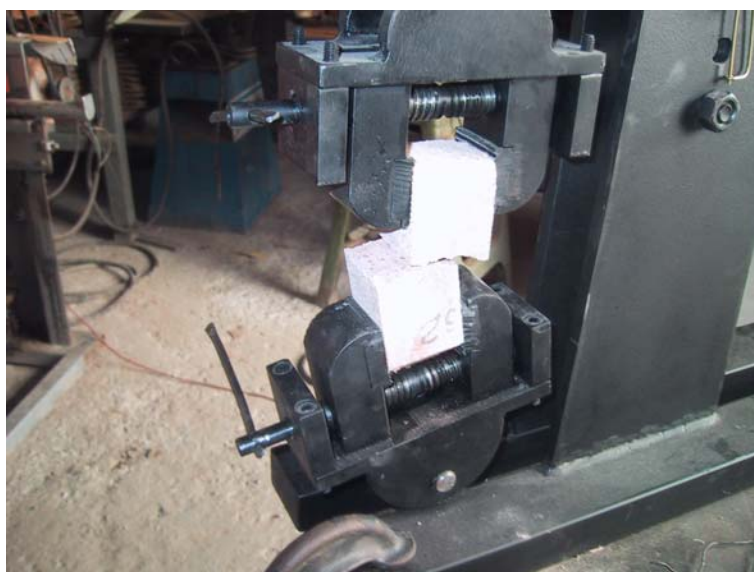


FIGURA 59 – Garra da máquina fixando um prisma de base retangular

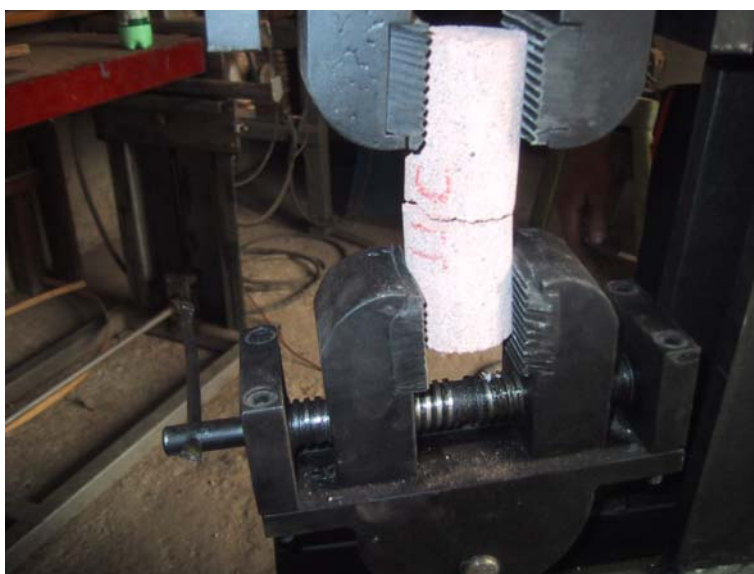


FIGURA 60 – Garra da máquina fixando um prisma de base circular

O processo de carregamento utilizado no primeiro protótipo mostrou-se pouco preciso na hora da leitura da carga máxima. Por esta razão, substituiu-se a haste e os discos metálicos por um dinamômetro de mola com escala graduada para a leitura das forças. Com este dispositivo o processo melhorou bastante, mas, ainda assim, a leitura final da carga máxima era pouco precisa. Após as duas experiências anteriores resolveu-se

substituir os dispositivos aplicadores das cargas por um parafuso sem-fim instalado na extremidade oposta às garras. À medida que o sem-fim se movimenta, um pistão transfere as cargas para um cilindro hidráulico e por um monômetro analógico acoplado a ele, é possível acompanhar as pressões ocorridas durante o ensaio e registradas pelo manômetro analógico. Com a pressão máxima registrada pelo monômetro e a área do seu pistão obtém-se o valor da carga de ruptura.

A FIGURA 61 mostra uma perspectiva da prensa e o sistema cilindro hidráulico/manômetro utilizado para registrar as pressões aplicadas durante o ensaio.

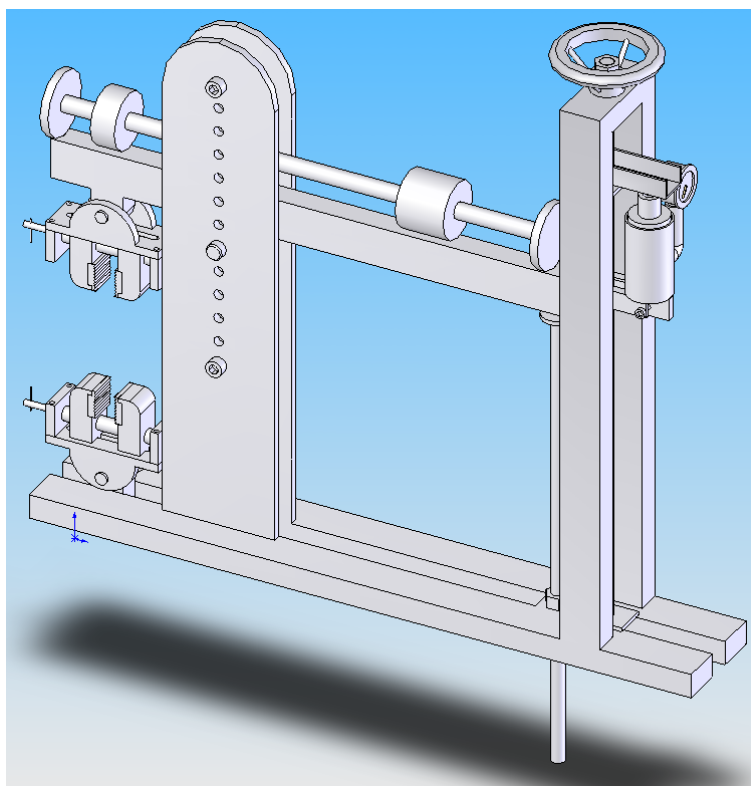


FIGURA 61 – Equipamento de tração de pequeno porte em perspectiva

6.5.4. Preparação e identificação dos corpos-de-prova

6.5.4.1. Blocos inteiros

Os blocos inteiros foram ensaiados à compressão em máquina-universal tradicional, com capacidade de carregamento compatível com o ensaio desejado.

Todos os ensaios foram executados somente em cps saturados em água, num período mínimo de 24 horas. Foram executados ensaios com os furos menores, preenchidos ou não, com argamassa. A carga de compressão foi aplicada perpendicularmente à superfície horizontal do bloco. A superfície recebeu uma camada de pasta de cimento e água, com o intuito de regularizá-la. O ensaio foi realizado até a ruptura do corpo-de-prova. Este corpo-de-prova, ou TJ 110, está apresentado na FIGURA 62.

A tensão de compressão f_b foi determinada dividindo-se a carga última pela área bruta da superfície comprimida.



FIGURA 62 – Bloco-padrão ou TJ 110

6.5.4.2. Meios-blocos ou TJ 111

Foram executados ensaios de tração em meios blocos, extraídos por corte transversal, perpendicular ao eixo principal dos blocos inteiros TJ 110.

Os blocos-padrão, também identificados como TJ 110 foram cortados ao meio, por um plano ortogonal ao seu comprimento. O corpo-de-prova resultante desse corte recebeu a identificação de TJ 111 e está mostrado na FIGURA 63.



FIGURA 63 – Bloco TJ 111, derivado do TJ 110

Todos os ensaios de tração foram executados no equipamento desenvolvido de acordo com a proposta já comentada anteriormente e mostrado na FIGURA 61.

O procedimento para a execução deste ensaio é extremamente simples. No equipamento mostrado na FIGURA 61 há dois dispositivos (garras) com cilindro bi-partido que é introduzido no furo do TJ 111. Depois de ajustado o equipamento com o braço na horizontal e zerado o instrumento de medida da pressão no cilindro hidráulico, aplicam-se as cargas lentamente, através de parafuso sem-fim. No momento da ruptura a leitura da pressão máxima é feita e registrada. Com esta pressão, obtém-se a força aplicada ao corpo-de-prova a partir da área do pistão. A tensão de tração no septo é obtida pela divisão da força obtida anteriormente pela área da seção rompida ou área do septo.

6.5.4.3. Prismas de base retangular – PBRs

Inicialmente, foram selecionados dez TJ 110, dos quais foram cortados, os prismas de base retangular que serviram como cps para as medições necessárias para a determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

Para evitar que se confundissem estes prismas com os prismas recomendados pelas normas quando se determina a resistência à compressão, base da resistência de uma parede, a sigla para aqueles foi PBR (prisma de base retangular, extraído de blocos-padrão). Estes cps conforme mostra a FIGURA 50 foram cortados com as seguintes dimensões aproximadas: 32 mm x 32 mm x 100 mm. Procurou-se ajustar os PBRs com uma altura próxima de duas vezes a maior aresta, a qual, em valores médios, foi de

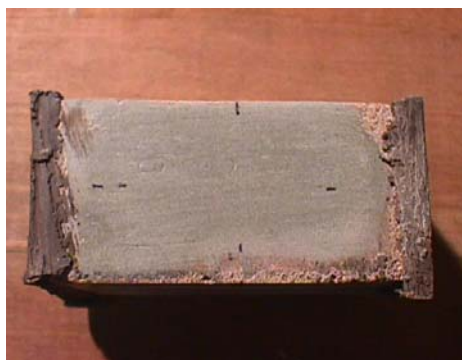
32,14 mm. Todos os cps receberam enxofre nas duas faces de compressão, com o objetivo de planificar a superfície e melhorar a distribuição da carga de compressão durante o ensaio, conforme mostra a FIGURA 51.

Os EE utilizados foram Kyowa com o comprimento de 10 mm e os seguintes dados de referência: (i) resistência elétrica de $120 \pm 0,3 \Omega$; (ii) coeficiente de dilatação térmica aferido $11 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}$; (iii) fator de resistência $k=2,11 \pm 1\%$; (iv) mudança do fator de calibração com a temperatura $-0,015 \% / ^\circ \text{C}$. Para serem colados os extensômetros elétricos (EE) nas faces dos PBRs, estas foram preparadas do seguinte modo: (i) limpeza da superfície; (ii) aplicação de massa plástica; (iii) após a secagem da massa plástica, esta foi lixada com as lixas 60, 120, 180, 240 e 320; (iv) limpeza da superfície para a aplicação dos EE; (v) colagem dos EE conforme recomendações do fabricante. Tomou-se o cuidado de somente ensaiar o prisma após no mínimo 8 horas de colagem dos extensômetros elétricos.

Antes da execução do ensaio, verificaram-se, com o auxílio de multímetro, as resistências elétricas de cada um dos extensômetros elétricos (total de quatro). A resistência média medida foi de $120 \pm 0,3 \Omega$. Após a preparação cuidadosa da célula de carga sob o cilindro hidráulico e sobre o PBR, os cabos foram ligados ao sistema de aquisição de dados (SAD) do laboratório.

Finalizados todos estes procedimentos iniciou-se a aplicação das cargas de compressão.

A FIGURA 64a mostra um PBR com as superfícies preparadas adequadamente para receberem os extensômetros elétricos. A FIGURA 64b mostra um PBR com os EE colados e prontos para receberem os cabos elétricos.



(a) superfície preparada para receber EE



(b) prisma com os EEs colados

FIGURA 64 – PBR em processo de preparação para o ensaio de compressão

A FIGURA 65, mostra um PBR preparado para o ensaio que coletou os dados necessários à obtenção do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material do bloco-padrão.



FIGURA 65 – PBR pronto para o ensaio de compressão e já conectado no SAD

Para possibilitar um melhor entendimento do ensaio realizado, ele foi dividido em passos:

Passo 1 – calibração da célula de carga

Para se efetuar a calibração da célula de carga, aplicaram-se cargas sobre um tarugo de aço por meio de um cilindro hidráulico posicionado logo acima do anel dinamométrico. As cargas foram registradas com as respectivas tensões elétricas ocorrentes nos extensômetros, como pode ser acompanhado na Tabela 4.

Com os dados apresentados na Tabela 4, foi possível conhecer-se a equação da célula que relacionava a carga com a tensão elétrica.

Utilizaram-se os seguintes dados:

- Constante do anel24,6 kgf/div
- Constante do EE (k) 2,1
- Resistência dos EE da célula (R_{exc}) 350 Ω
- Resistência dos EE do PBR (R_{ext}) 120 Ω
- Resistência da placa do SAD (R_{exp}) 62040 Ω

Tabela 4 – Resultados da calibração da célula de carga

Relógio comparador (anel)	Carga P ± 24,6 (kgf)	Tensão na célula (V)
0	0	-0.3062
5	123	-0.3949
10	246	-0.4777
15	369	0.5495
20	492	-0.6278
25	615	-0.7148
30	738	-0.7893
35	861	-0.8739
40	984	-0.9554

Com os dados acima foi possível calcular os valores de engenharia necessários ao programa do SAD.

Valores de engenharia:

Célula de carga:

$$V_{eng} = \frac{R_{exc}}{k(R_{exc} - R_{exp})} = \frac{350}{2,1(350 + 62040)} = 2,671 \times 10^{-3}$$

Extensômetros:

$$V_{eng} = \frac{R_{ext}}{k(R_{ext} + R_{exp})} = \frac{120}{2,1(120 + 62040)} = 9,19 \times 10^{-4}$$

Estes valores foram introduzidos no software do SAD e, a partir, daí pôde-se efetuar o ensaio utilizando-se o PBR e a célula de carga calibrada.

Determinação da carga máxima para o PBR

Tendo-se a tensão média máxima para o TJ 110, dada na Tabela 8, a área da seção transversal do PBR e a possibilidade de não se trabalhar no regime inelástico, adotou-se uma carga máxima para o PBR, igual a 300 kgf ou aproximadamente 3 kN.

Este valor foi tomado como aproximadamente 60% da carga última estimada, evitando-se trabalhar no regime plástico.

Passo 2 - Levantamento de dados para a determinação do coeficiente de Poisson

Para se medir as deformações verticais e horizontais por meio dos extensômetros elétricos, estes foram ligados ao SAD em ¼ de ponte, conforme o esquema abaixo.

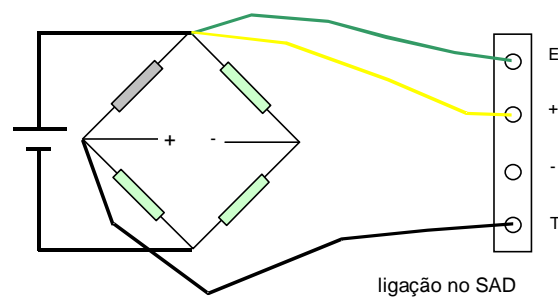


FIGURA 66 - Esquema de ligação para $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone

Após a ligação de todos os fios ao SAD, aplicaram-se cargas de compressão no prisma, por meio de um cilindro hidráulico, até próximo da carga máxima preestabelecida.

Posteriormente, executaram-se filtragens e redução dos dados, objetivando eliminar as interferências de ruídos e reduzir o número de leituras para um Hz.

Numa configuração de $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone, as deformações dos extensômetros elétricos podem ser expressas pela equação (14).

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{v1} &= \varepsilon_n + \varepsilon_f + \varepsilon_t \\
 \varepsilon_{h2} &= -\nu(\varepsilon_n + \varepsilon_f + \varepsilon_t) \\
 \varepsilon_{v3} &= \varepsilon_n - \varepsilon_f + \varepsilon_t \\
 \varepsilon_{h4} &= -\nu(\varepsilon_n - \varepsilon_f + \varepsilon_t)
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

Em que:

- ε_{vi} deformação vertical no extensômetro elétrico “i”;
- ε_{hi} deformação horizontal no extensômetro elétrico “i”;
- ε_n deformação devida a esforços normais;
- ε_f deformação devida a esforços de flexão;
- ε_t deformação devida a efeito de temperatura;
- ν coeficiente de Poisson.

Considerando que o tempo para a realização do ensaio foi relativamente pequeno, e que não houve flexão no ensaio, desprezaram-se os efeitos da temperatura e da flexão nos extensômetros elétricos. Sendo assim, a média aritmética das deformações verticais

pode ser expressa simplesmente por ε_n . *Mutatis mutandi*, a média aritmética das deformações horizontais pode ser expressa por $-\nu\varepsilon_n$.

Como é sabido, o coeficiente de Poisson é a razão entre as deformações horizontal (negativa) e vertical. Portanto, a equação (15) explicita a obtenção do coeficiente de Poisson.

$$\nu = -\frac{-\nu \cdot \varepsilon_n}{\varepsilon_n} \quad (15)$$

Passo 3 – Determinação do módulo de elasticidade longitudinal

Ao se considerar esta característica da matéria prima do Tijolito, levou-se em consideração também as deformações transversais, as quais foram obtidas utilizando-se os dados dos extensômetros elétricos de 1 a 4, ligados em ponte de Wheatstone completa ao SAD.

O esquema de ligação em ponte completa, quando se utiliza todos os dados de todos os extensômetros elétricos está apresentado na FIGURA 67.

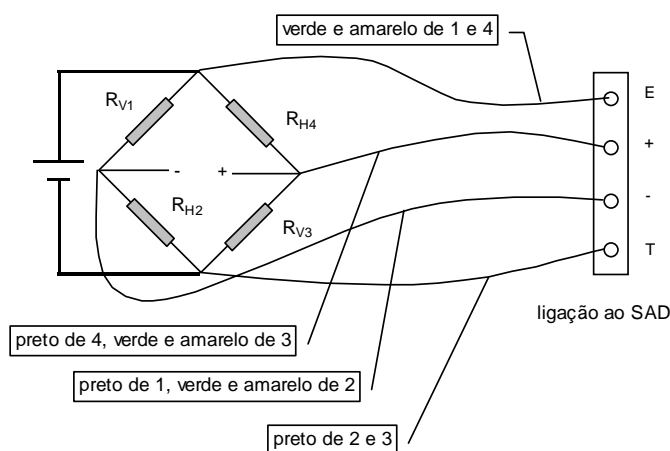


FIGURA 67 – Esquema de ligação de ponte completa ao SAD, para os extensômetros elétricos de 1 a 4³⁴

Utilizando-se as deformações da equação (14), e aplicando-as na equação fundamental 6.16, tem-se a tensão elétrica de saída, do seguinte modo:

³⁴ Muita atenção para com os fios que são ligados ao SAD (+) e (-), pois, caso as ligação não sigam o esquema indicado e considerado o correto, a célula não poderá ser calibrada.

$$V_s = \frac{V.k}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (16)$$

$$V_s = \frac{V.k}{4} (\varepsilon_n + \varepsilon_f + \varepsilon_t + \nu(\varepsilon_n + \varepsilon_f + \varepsilon_t)) + \varepsilon_n - \varepsilon_f + \varepsilon_t + \nu(\varepsilon_n - \varepsilon_f + \varepsilon_t)) \quad (17)$$

$$V_s = \frac{V.k}{4} (\varepsilon_n + \varepsilon_t + \nu(\varepsilon_n + \varepsilon_t)) + \varepsilon_n + \varepsilon_t + \nu(\varepsilon_n + \varepsilon_t)) \quad (18)$$

Desprezando-se o efeito da variação de temperatura, a equação (18) se reduz a equação (19).

$$V_s = \frac{V.k}{4} (2\varepsilon_n (1 + \nu)) \quad (19)$$

Em que:

V tensão de excitação da ponte;

V_s tensão de saída da ponte;

ε_n deformação normal;

ε_t deformação devida à temperatura;

ε_f deformação devida à flexão;

ν coeficiente de Poisson; e

k fator de resistência do strain gage (EE).

Como se afirmou anteriormente, o carregamento foi aplicado ao prisma por um cilindro hidráulico, até que se atingisse a carga máxima preestabelecida anteriormente, ou seja, 3 kN.

6.5.4.4. Prismas com e sem argamassa de injeção

Estes prismas foram preparados a partir do lote dos blocos que chegaram ao laboratório, com o objetivo de determinar-se a sua resistência à compressão. Segundo a normalização brasileira, os prismas podem ser preparados para este ensaio, com duas ou três fiadas. Seguindo recomendações e experiência de pesquisadores consultados para este trabalho, preferiu-se trabalhar com prismas de três fiadas, com os furos preenchidos ou não, com argamassa. A FIGURA 68 mostra um prisma típico composto de três fiadas e já posicionado para o ensaio de compressão.



FIGURA 68 – Prisma típico com três fiadas e preparado para o ensaio de compressão

Os prismas foram preparados por empilhamento de três blocos padrão. Duas amostras com 10 elementos cada uma, foram ensaiadas à compressão axial. A primeira, compostas por prismas sem argamassa nos furos e a segunda com os furos menores, centrais, preenchidos com a mesma argamassa utilizada nas paredinhas.

Durante os ensaios, além de medirem-se as dimensões da superfície externa de compressão, determinaram-se a absorção de água dos blocos, a carga de fissuração³⁵, e a carga de ruptura ou última. Registraram-se as fissuras nas faces norte, oeste, sul e leste de cada um dos prismas objeto do ensaio.

6.5.4.5. Ensaio de compressão em prismas com blocos TJ 110

Foram preparados prismas com três blocos com objetivo de aproximar-se, ao máximo, do que ocorre em um bloco intermediário numa parede e, principalmente, para se eliminarem os efeitos ocorrentes nos contatos entre os pratos da prensa universal e o elemento a ser ensaiado.

Para favorecer o entendimento do ensaio, foram efetuados os seguintes passos:

Passo 1 – calibrações da célula de carga e transdutores de deslocamentos (DTs)

Foram efetuadas todas as etapas do passo 1 do item anterior, ressaltando-se a calibração da célula de carga, que foi carregada até 6.888 kgf, por se considerar que a carga prevista máxima para o bloco TJ 110 estaria entorno de 5.800 kg.

³⁵ A carga de fissuração indicada nas tabelas deste trabalho é, a carga limite na qual se observou a(s) primeira(s) fissura(s).

Como foi utilizada outra placa para o SAD, os dados de calibração foram corrigidos, utilizando-se as seguintes informações:

- Constante do anel dinamométrico 24,6 kgf/div
- Constante dos EE (k) 2,11
- Resistência dos EE da célula (R_{exc}) 350 Ω
- Resistência dos EE do cp (R_{ext}) 120 Ω
- Resistência da placa do SAD (R_{exp}) 62241 Ω
- Constante dos extensômetros dos DTs 2

Valores de engenharia:

$$\text{Célula de carga: } V_{eng} = \frac{R_{exc}}{k(R_{exc} - R_{exp})} = \frac{350}{2,1(350 + 62241)} = 2663 \times 10^{-6}$$

$$\text{Extensômetros: } V_{eng} = \frac{R_{ext}}{k(R_{ext} + R_{exp})} = \frac{120}{2,11(120 + 62241)} = 912 \times 10^{-6}$$

Utilizaram-se dois DTs (tipo ½ anel) com resistência de 350 Ω (cada um dos EE) instalados no vão dos meios furos, objetivando medir os deslocamentos desta região. O valor de engenharia dos DTs para entrar no programa do SAD, foi:

DTs

$$V_{eng} = \frac{R_{ext}}{k(R_{ext} + R_{exp})} = \frac{350}{2(350 + 62241)} = 2796 \times 10^{-6}$$

A Tabela 5, abaixo, apresenta os resultados obtidos durante a calibração da célula de carga. A primeira coluna informa as divisões do relógio comparador instalado no anel dinamométrico; a segunda, as cargas dadas pelo anel; e a terceira, as tensões elétricas obtidas na saída da célula de carga relativamente à carga do anel.

Ao final da calibração, obtiveram-se os seguintes dados a serem lançados no programa do SAD:

- Ganho da célula $-6,6 \times 10^{-4}$ V/kgf
- Off-set 0,271 V
- R^2 100%

Tabela 5 – Resultados da calibração da célula de carga

Divisões	Carga P \pm 24,6 (kgf)	Tensão na célula (V)
0	0	-0.3267
20	492	-0.6604
40	984	-0.9818
60	1476	-1.2986
80	1968	-1.6264
100	2460	-1.9484
120	2952	-2.2733
140	3444	-2.5954
160	3936	-2.9192
180	4428	-3.22380
200	4920	-3.5615
220	5412	-3.8869
240	5904	-4.2053
260	6396	-4.5305
280	6888	-4.8453

Informações sobre os DTs:

Para se transformar as leituras dos DTs (deslocamento) para mm, o fabricante recomendou dividir os resultados de saídas por 2070 para o DT7 e 2115 para o DT8. O primeiro foi posicionado no septo da esquerda do bloco e o outro no septo da direita.

Passo 2 – Levantamento de dados para determinar-se o módulo de elasticidade, e coeficiente de Poisson

Para se medir as deformações verticais e horizontais nos EE, estes foram ligados ao SAD em $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone, de acordo com o esquema abaixo:

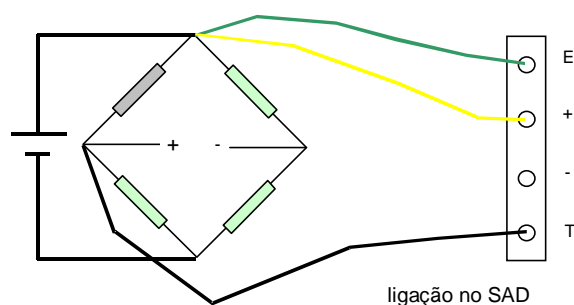


FIGURA 69 – Esquema de ligação dos EE, em $\frac{1}{4}$ de ponte, ao SAD

Depois de concluídas todas as ligações dos cabos ao SAD, foram aplicadas cargas de compressão ao prisma, por meio de um cilindro hidráulico, até ocorrer a primeira fissura visível no TJ 110 confinado entre os blocos superior e inferior.

Os registros de cargas, deformações e deslocamentos foram colhidos numa frequência de 10 Hz. Todos os EEs foram ligados ao SAD, sendo um em cada canal.

Posteriormente, fizeram-se filtragens e reduções dos dados, com o objetivo de eliminar as interferências, bem como reduzir o número de leituras para 1Hz.

Considerando que o tempo para a realização do ensaio foi relativamente pequeno, desprezou-se a variação de temperatura nos extensômetros. Desta forma, a média aritmética das deformações verticais nos extensômetros EE1 e EE3 obtida foi ε_n . Do mesmo modo, a média aritmética das deformações horizontais nos extensômetros EE2 e EE4 obtida foi $-\nu\varepsilon_n$.

A FIGURA 70 mostra o prisma composto de três blocos e utilizado para determinar-se o módulo de elasticidade do bloco e também a relação entre a compressão e a tração no momento da ruptura.



FIGURA 70 – Bloco TJ 110 pronto para o ensaio de compressão e conectado ao SAD

A partir dos dados coletados foi possível obter-se o módulo de elasticidade do bloco e poder compará-lo com o obtido no PBR, conforme resultado apresentado no capítulo 7.

6.5.5. Ensaio de flexão em paredinhas

6.5.5.1. Introdução

Os ensaios foram executados em paredinhas que receberam cargas horizontais aplicadas em linhas perpendiculares e paralelas aos planos horizontais das fiadas. Cada paredinha

recebeu uma sigla *mp* (*mini parede*) seguida do número de blocos na horizontal e do número de fiadas (na vertical). As paredes xx e yy levaram as seguintes designações: mp 44(i) e mp 210(i), respectivamente. O (i) variou de acordo com o número da paredinha testada. A BS 5628 recomenda que o (i) seja no mínimo igual a 8 (oito). Foram executados vários ensaios em paredinhas, até se conseguir o mínimo de oito (oito) exemplares, como sugere a norma britânica.

Paredinhas, como as mostradas na FIGURA 44 e FIGURA 45, foram montadas e depois de encaixados e alinhados os blocos, o conjunto recebeu argamassa fluida, nos furos menores. A aplicação da argamassa nos furos menores, segundo os procedimentos do processo construtivo, foi feita a cada três fiadas. No caso das paredinhas (mp 44i) com quatro blocos na horizontal, executou-se somente uma aplicação de argamassa. Nas paredes (mp 210i) com dois blocos na horizontal, aplicou-se argamassa no primeiro e segundo conjuntos de três fiadas, efetuando-se mais uma aplicação para as outras quatro fiadas.

Para se verificar os deslocamentos horizontais no momento da aplicação das cargas lineares horizontais, instalou-se um relógio comparador com resolução de 0,01 mm para o registro dos deslocamentos ocorridos, no centro de cada paredinha.

Instalou-se uma célula de carga com capacidade máxima de 60 kN, na extremidade do pistão do cilindro hidráulico responsável pela aplicação da carga na parede.

Quatro extensômetros elétricos (EE) foram colados no centro da face de cada paredinha, sendo dois colados na vertical e dois na horizontal. Em cada face foi colado um vertical e outro horizontal. Para colar os EE nas superfícies, utilizaram-se os mesmos procedimentos e EE indicados no item 6.5.4.3.

Os blocos utilizados em todos os ensaios foram acondicionados em espaço coberto e isentos da possibilidade de umidade adicional por intempéries.

Todas as precauções foram tomadas no sentido de garantir que o equipamento se acomodasse às variações do plano. Tomaram-se precauções, também, no sentido de garantir total contato entre os apoios e o modelo (paredinha) em toda a sua extensão. Uma peça de madeira recebeu a carga do cilindro hidráulico (carga concentrada) e a transmitiu para duas outras peças de madeira, que por sua vez passaram-na para a parede (cargas distribuídas em linha – horizontal ou vertical). Nestas duas últimas peças de madeira foram instalados dispositivos capazes de aplicar a carga distribuída

articuladamente à paredinha. A FIGURA 71 ilustra como foram montadas as peças de madeira para transmitirem as cargas do cilindro hidráulico para as paredinhas. Nesta figura vê-se uma cantoneira, porém, quando do ensaio, verificou-se que o cutelo da cantoneira estava esmagando o bloco na região de transmissão da carga distribuída, por esta razão novo dispositivo foi construído e a cantoneira foi substituída por uma barra cilíndrica maciça, de aço, com diâmetro de 12,5 mm, como pode ser observado nas fotos dos dispositivos apresentados na FIGURA 95 e FIGURA 98.

As paredinhas foram ensaiadas com idades de 27 ou 28 dias. A Tabela 6 mostra detalhadamente o cronograma de confecção, cura e teste das paredinhas.

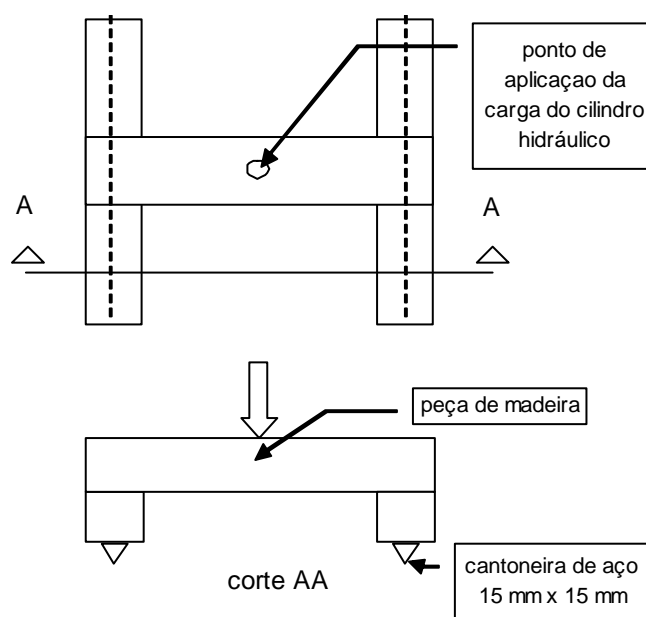


FIGURA 71 – Esquema das peças de madeira utilizadas para transmitirem a carga do cilindro hidráulico para as paredinhas

Tabela 6 – Cronograma para a execução dos ensaios das paredinhas

Paredinha³⁶	Preparação	cura (dias)	Instrumentação e teste
MP 441 e 442	(9/4/07)	28	(7/05/07)
MP 443 e 444	(11/4/07)	28	(9/05/07)
MP 445 e 446	(11/05/07)	28	(08/06/07)
MP 447 e 448	(14/05/07)	28	(11/06/07)
MP 2101 e 2102	(13/06/07)	28	(11/07/07)
MP 2103 e 2104	(15/06/07)	28	(13/07/07)
MP 2105 e 2106	(01/08/07)	28	(29/08/07)
MP 2107 e 2108	(04/08/07)	27	(31/08/07)

A FIGURA 72 apresenta o pórtico utilizado para os ensaios de todas as paredinhas. Ele é composto de duas colunas verticais, uma viga horizontal de fechamento e uma viga intermediária ajustável à altura do corpo-de-prova. O cilindro hidráulico horizontal pode ser ajustável na coluna do pórtico.

³⁶ A identificação MP 441 tem o seguinte significado: 4 (quatro fiadas na horizontal); 4 (quatro fiadas na vertical); e 1 (primeiro corpo-de-prova), e MP 2103 significa: 2 (duas fiadas na horizontal); 10 (dez fiadas na vertical); e 3 (terceiro corpo-de-prova).



FIGURA 72 – Vista panorâmica do pórtico utilizado para o ensaio das paredes

A FIGURA 73 mostra uma paredinha com os dispositivos de apoio e as peças de madeira que transmitiram as cargas em linha, responsáveis pela flexão da paredinha.



FIGURA 73 – Dispositivos de apoio e equipamentos utilizados na aplicação de cargas para o ensaio de flexão das paredinhas

6.5.5.2. Ensaio preliminares

Para executar os ensaios propostos, a partir de observações iniciais sobre os dados colhidos, mudar o rumo deste trabalho, ou ajustar alguns elementos importantes a serem colhidos durante os ensaios definitivos, antes de iniciá-los, foram preparadas três paredinhas de cada uma das séries mp 4x4 e mp 2x10. Uma das três foi montada conforme recomenda o Manual de Construção do Processo Construtivo: paredes de blocos encaixáveis, sem argamassa nas juntas horizontais e argamassa de injeção somente nos furos de menor diâmetro. Esta paredinha foi preparada tão somente para possibilitar o acompanhamento do que ocorreria com os EEs, as formas de ruptura e os dispositivos de apoio e aplicação de carga. Estes resultados foram muito úteis para que se verificasse a necessidade de ajustes nos dispositivos e no modo de aplicar as cargas. Feito o ensaio, verificou-se que os dispositivos estavam funcionando perfeitamente bem, e que o modo de aplicação de carga estava adequado.

Quanto às outras duas paredinhas, decidiu-se por aplicar um filete de argamassa nas juntas horizontais, e continuar a injetar os furos de menor diâmetro.

A montagem das paredes foi executada com as juntas horizontais argamassadas com a mesma argamassa tipo II, recomendada pela BS 5628, traço 1:4 (cimento³⁷:areia lavada). A quantidade de água utilizada foi definida em porcentagem e sobre a massa seca total, variando entre 16% e 17%. A espessura das juntas horizontais de todas as fiadas e em todas as paredinhas variou entre 1 mm e 2 mm.

Construíram-se estes corpos-de-prova com o objetivo de elucidar o comportamento de paredinhas compostas com blocos encaixáveis com e sem argamassa nas juntas horizontais. Esperava-se, inicialmente, que as paredes sem argamassa nas juntas horizontais não resistissem à carga horizontal. Através da execução dos ensaios constatou-se que as paredes com blocos encaixáveis do processo construtivo aqui estudado suportaram aproximadamente 1/3 da carga que as paredes com argamassa nas juntas horizontais suportam, quando o momento aplicado era paralelo às juntas de assentamento. Para momentos aplicados perpendicularmente às juntas, na série mp 4x4, a carga média para as paredes sem argamassa nas juntas, foi de aproximadamente 90%, comparativamente às paredes com juntas argamassadas. Durante os ensaios preliminares, observou-se que para as paredinhas da série mp 4x4 foi possível utilizar-se dos extensômetros elétricos (EE) com o objetivo de monitorar as deformações, porém, para as paredinhas mp 2x10 os (EE) são dispensáveis, pois eles não registram nenhum valor. Observou-se que o componente central destas paredinhas desloca-se como um corpo rígido e, por conseguinte, não se constatam deformações a serem registradas.

6.5.5.3. Ensaio finais

A partir das constatações do item anterior, decidiu-se que todas as paredinhas seriam ensaiadas exatamente conforme prevê o processo construtivo. Estas paredinhas compostas de blocos TJ 110 e TJ 111 foram ensaiadas na vertical e com as seguintes dimensões nominais: (i) 880 mm na horizontal e 400 mm na vertical; e (ii) 440 mm na horizontal e 1.000 mm na vertical. As primeiras foram ensaiadas à flexão com cargas horizontais aplicadas em duas linhas verticais e, as segundas foram ensaiadas à flexão com cargas horizontais aplicadas em duas linhas horizontais.

Antes da execução do ensaio de flexão das paredinhas, um conjunto de 12 TJ 110 foi retirado do lote entregue no laboratório, com o objetivo de avaliarem-se os percentuais de absorção de água em várias condições. Foram avaliadas estas absorções dos blocos

³⁷ O cimento utilizado foi o CP II E 32

com a umidade higroscópica (umidade do bloco na pilha) e secos em estufa até constância de massa numa temperatura de $105^{\circ} \pm 5^{\circ}$ C. Os resultados podem ser observados e comparados na Tabela 7.

Foram preparadas duas paredinhas por dia e a argamassa tipo II, foi misturada em vários estágios, em argamassadeira planetária com duas velocidades. O material (3 kg) era todo colocado na cuba do equipamento (cimento, areia e água) misturado durante 1,5 minutos na velocidade baixa e 30 segundos na velocidade alta. Antes de liberar a argamassa para a injeção na paredinha, a mistura recebia um aditivo plastificante, misturava-se mais 30 segundos em velocidade alta e depois executava-se o ensaio para controle da fluidez, utilizando-se o cone Marsh. Não se conseguindo a fluidez, adicionava-se mais água até conseguir-se atender à fluidez recomendada. Retiraram-se amostras desta argamassa durante a confecção de todas as paredinhas, objetivando verificar a sua resistência à compressão simples e a tração indireta (método prof. Lobo Carneiro). Para cada paredinha foram preparados 6 cps, os quais foram confeccionados em moldes cilíndricos de 50 mm x 100 mm, mantidos próximos à parede até o dia da ruptura. Dos 6 cps de argamassa, quatro foram rompidos por compressão e dois por tração diametral.

Dispositivos utilizados para transporte e/ou ajuste da paredinha sob o pórtico

Para evitar que as paredinhas sofressem danos durante o seu transporte ou ajuste delas na posição do ensaio, sob o pórtico, duas hastes metálicas em aço, com 10 mm de diâmetro foram utilizadas para comprimir duas peças de madeira entre as extremidades da paredinha, como mostrado na FIGURA 74.



(a) madeira superior, haste e porca



(b) madeira superior e olhal de transporte



(c) gancho para transporte da paredinha



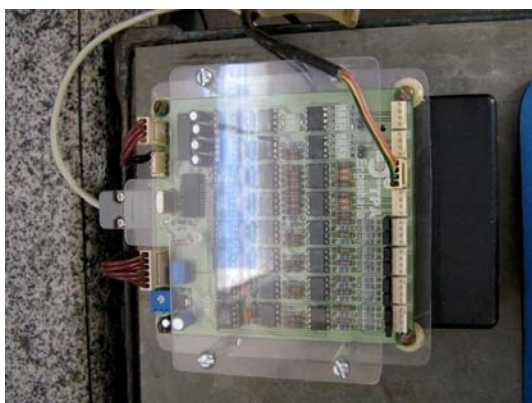
(d) talha para transporte da paredinha

FIGURA 74 – Dispositivos utilizados para o transporte e/ou ajuste das paredinhas sob o pórtico de ensaio

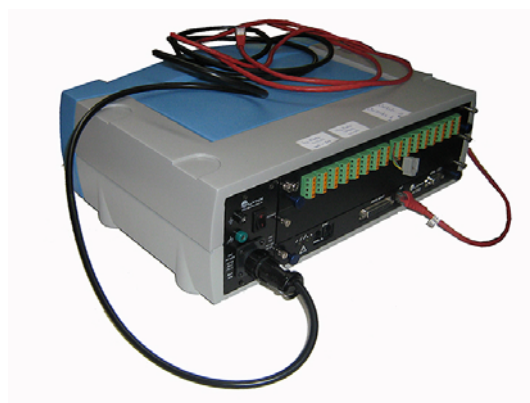
Sistema de aquisição de dados

Dois foram os sistemas de aquisição de dados: um, desenvolvido por alunos da PUCMinas (oito canais), orientados para esta tese; e o outro, um sistema da Lynx com 18 canais de entrada.

O sistema desenvolvido pelos alunos, doravante TJSIS, apresenta 8 canais configurados para registrar as informações de quatro EE, duas células de carga e dois DTs. A FIGURA 75 mostra os sistemas TJSIS e AqDados da Lynx.



(a) Sistema de oito canais TjSis



(b) Sistema AqDados da Lynx

FIGURA 75 – Sistemas de aquisição de dados utilizados para registro de informações colhidas durante os ensaios de flexão nas paredinhas

Nestes ensaios foram registrados os deslocamentos centrais, as deformações na face tracionada e comprimida e as cargas horizontais aplicadas durante o ensaio de cada paredinha. Todos os resultados obtidos nos ensaios das paredinhas são apresentados e analisados no próximo capítulo.

7

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1- Introdução

Os painéis de proteção de alvenaria de tijolos curvam-se deixando de ser planos quando sujeitos a carregamento lateral devido à pressão de vento ou explosão. A parede deve, portanto, ser suficientemente forte e rígida para resistir a tais forças. Os atuais coeficientes de momento recomendados para o projeto de painel de alvenaria de tijolos da norma britânica BS 5628 foram deduzidos da teoria da linha de escoamento desenvolvida para lajes de concreto subarmadas. Estes coeficientes não são estritamente aplicáveis aos painéis de alvenaria de tijolos. Primeiramente, a alvenaria de tijolos é frágil por natureza, não se comporta de uma maneira totalmente rígido-plástica e, assim, não é capaz de resistir a momento após a fissuração.

Uma vez ocorrida a fissuração, a alvenaria de tijolos perde toda a sua resistência na direção perpendicular à fissura. Em segundo lugar, a norma BS 5628 apenas considera a razão entre as resistências ortogonais, ignorando a ortotropia de rigidez. Por causa desta característica (situação particular), as tensões de ruptura calculadas pela teoria da linha de escoamento são superestimadas na maioria dos casos, conforme já foi demonstrado

por HENDRY (1976); BAKER (1977) e SINHA (1979). Entretanto, em alguns casos considerados por ANDERSON (1976); HASELTINE (1977); e WEST (1977), a teoria da linha de escoamento teria previsto corretamente a resistência de painéis carregados lateralmente, sem aberturas.

No caso específico de painéis compostos por blocos encaixáveis, objeto desta tese, as previsões da supracitada teoria sobre as movimentações que ocorrem nos planos horizontais de assentamento, não devem diferir muito das relativas às alvenarias tradicionais. Porém, até o momento, nenhum resultado experimental, ou analítico, sobre o fenômeno tomado como objeto de análise neste trabalho foi apresentado à comunidade acadêmica. Esta é uma das razões pelas quais espera-se que o estudo aqui desenvolvido contribua significativamente para o avanço do conhecimento relativamente à alvenaria, principalmente no que concerne às compostas de blocos encaixáveis.

Neste capítulo, apresentar-se-á os resultados dos ensaios realizados em toda a investigação experimental.

7.2- Investigação experimental

7.2.1- Componentes e elementos ensaiados

Os componentes dos painéis, tais como blocos e argamassa, foram ensaiados visando à determinação das tensões de compressão e tração máximas, absorção de água, e índice de retenção de água. Como, de um modo geral, as normas para alvenaria utilizam as resistências de prismas para a determinação da resistência de uma parede, neste capítulo, apresentar-se-á, também, resultados de ensaios de compressão em prismas.

7.2.1.1. Absorção e índice de retenção de água de blocos-padrão

A Tabela 7 apresenta de forma compacta todos os resultados de absorção e retenção de água em blocos-padrão.

Tabela 7 – Informações relativas aos blocos-padrão, quanto à absorção de água e IRA

resumo	umidade higroscópica (%)	Absorção % medida em:			índice de retenção de água - IRA (kg/m ² .min) do bloco	
		câmara úmida	imerso (24 h)	banho-maria (6 h)	com umidade higroscópica	seco estufa (105° ± 5)(8 h)
Média	0,76	9,94	11,87	11,59	4,82	5,42
s	0,20	2,52	1,11	0,23	1,31	1,03
Cv (%)	25,9	25,3	9,3	1,9	27,2	18,9

A umidade higroscópica indica a porcentagem de água presente no bloco em repouso numa pilha abrigada e armazenada no laboratório.

A absorção de água da coluna “câmara úmida” indica a porcentagem de água média presente na amostra testada após sua permanência por um período mínimo de 24 horas em câmara climatizada com Umidade Relativa do Ar (URA) acima de 90%.

Na coluna “imerso 24 h”, na Tabela 7, a absorção média indica a porcentagem de água de uma amostra testada após sua permanência, por um período de 24 h, imersa em tanque com água à temperatura ambiente.

Na coluna “banho-maria (6 h)” indica-se a absorção média obtida numa amostra de TJ 110 após sua permanência, por um período de 6 horas em banho-maria com a água em ebulição.

O Índice de Retenção de Água (IRA) foi obtido em blocos a partir da umidade higroscópica e secos em estufa. O resultado apresentado na coluna “umidade higroscópica” é a média do IRA da amostra de blocos que inicialmente estavam com a umidade higroscópica; o apresentado na coluna “seco estufa” indica este mesmo índice, médio, para uma amostra de blocos que, inicialmente estavam secos em estufa.

Comparando-se a variabilidade da amostra dos blocos ensaiados após a imersão em água e em banho-maria, nota-se que no banho-maria tem-se uma melhor homogeneidade na absorção de água dos blocos. Este processo pode ser considerado mais interessante³⁸ do que o da imersão em água, por, no mínimo, dois motivos: (i) o tempo de ensaio é menor; e (ii) como a variabilidade é menor, os resultados obtidos

³⁸ Deve-se ressaltar que este processo é mais eficiente, mas, também mais oneroso por causa do consumo de energia utilizado no banho-maria. Para uma tomada de decisão relativamente ao uso do processo, seria desejável efetuar uma verificação do custo-benefício entre os processos utilizados.

podem gerar maior grau de confiabilidade para os projetistas que vierem a utilizar o material.

7.2.1.2. Tensões de compressão e tração da argamassa de injeção

As paredes foram montadas sobre uma peça de madeira macia, a qual recebeu, antes da colocação dos blocos, três lâminas plásticas (de polietileno) com o objetivo de minimizar o atrito entre a placa de madeira e a paredinha. Este procedimento inicial pode ser observado em fotos apresentadas, em anexo, neste trabalho. Observou-se que a média da resistência à compressão dos corpos-de-prova preparados durante a confecção da argamassa foi de 7 MPa, e que a resistência à tração diametral da mesma argamassa utilizada para a injeção das paredinhas foi de 1,21 MPa, aos 28 dias de idade. A razão entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração diametral, da argamassa, foi de 5,07. Na FIGURA 76 observam-se as tensões de compressão e tração na argamassa utilizada na confecção de todos os prismas e, também, de todas as paredinhas.

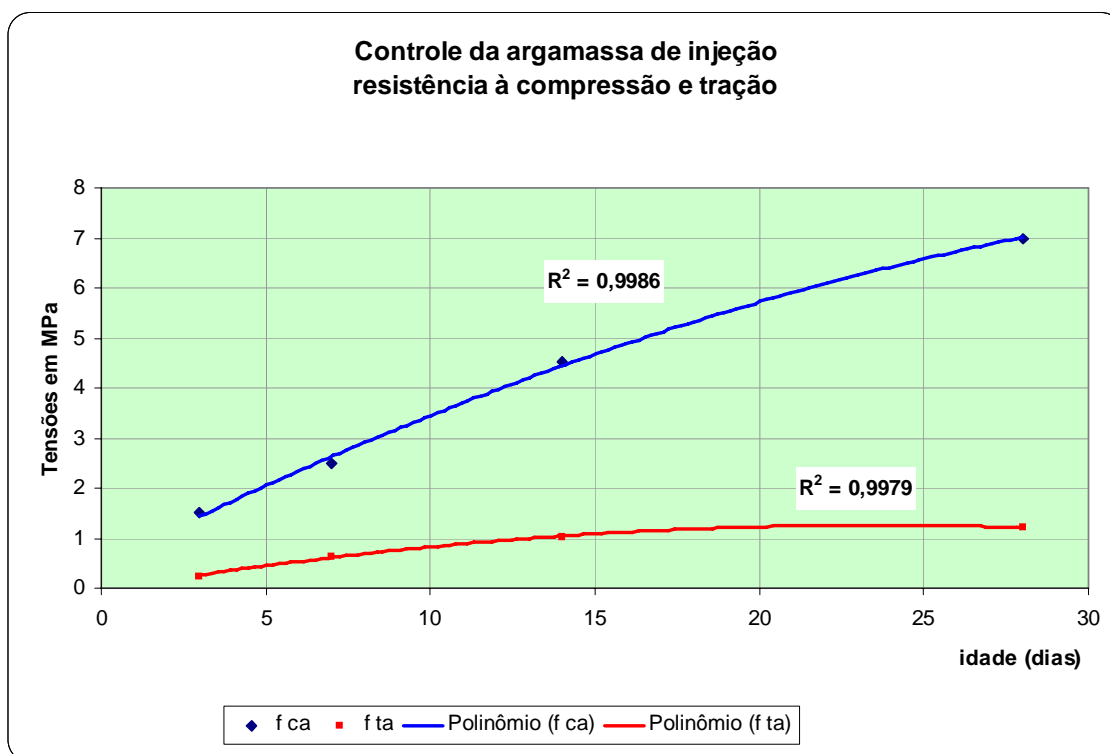


FIGURA 76 – Resistências da argamassa utilizada nos prismas e paredes

7.2.1.3. Dimensões, absorção de água, cargas de fissuração e ruptura e tensão de ruptura em blocos isolados (TJ 110 e TJ 111)

Devido à modulação recomendada pelo processo construtivo, nos painéis de qualquer edificação com blocos encaixáveis, utilizam-se somente dois tipos de blocos, os TJ 110 e TJ 111, já mostrados em figuras anteriores. Todos os ensaios foram executados em blocos saturados de acordo com os procedimentos já descritos anteriormente.

Inicialmente, foram ensaiados dez blocos-padrão (TJ 110) sem argamassa. Após a obtenção dos resultados de absorção de água e de resistência à compressão, chegou-se à conclusão de que o número ideal de ensaios deveria ser ampliado para 15 cps. Então, mais cinco cps foram ensaiados e, após uma nova verificação do número ideal de cps, concluiu-se que a amostra poderia ser aceita, adotando-se o critério do número mínimo de cps, de acordo com os detalhes descritos no item que trata especificamente da estatística.

A FIGURA 77 apresenta os blocos-padrão (TJ 110) em perspectiva, com detalhes de fissuração das faces norte³⁹, oeste, sul e leste. Na mesma perspectiva é possível observar a fissuração característica aproximada, na carga última.

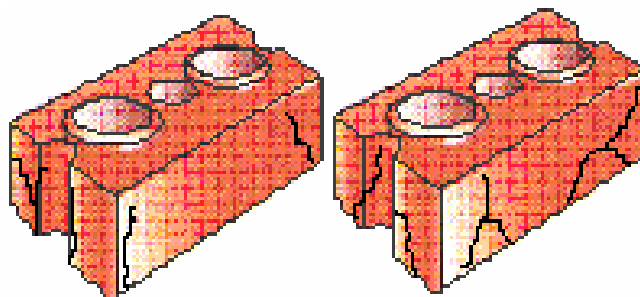


FIGURA 77 – Bloco TJ 110 com a fissuração típica nas faces norte, oeste, sul e leste

A Tabela 8 e Tabela 9 mostram valores médios para as dimensões da base, a absorção de água, as cargas de fissuração e ruptura, as tensões de ruptura, os desvios-padrão, (s), e os coeficientes de variação (cv) para cada característica obtida para os blocos TJ 110 e TJ 111 ensaiados. Na última linha foram apresentados os números ideais de elementos da amostra.

Tabela 8 – Dados característicos da amostra de blocos TJ 110, sem argamassa nos furos

Resumo	Dimensões (mm)		Área bruta (mm ²)	Absorção de água (%)	Cargas (N)		Tensão de ruptura (MPa)
	a	b			Fissuração	Ruptura	
Médias	220,34	110,25	24292	7,2	82.257	87.511	3,6
s	0,12	0,16	33,68	1,2	31.803	31.063	1,28
cv	0,05	0,15	0,14	16,7	38,7	35,5	35,6
n*	10	10	10	10	15	13	13

Foram ensaiados dez TJ 111, sem argamassa no furo de menor diâmetro. Após a obtenção dos resultados de absorção de água e resistência à compressão, verificou-se

³⁹ Com o intuito de melhor informar ao leitor o que ocorreu nas faces dos blocos ensaiados, cada face foi identificada com um nome. A frontal por norte, a lateral direita por oeste, a posterior por sul e a lateral esquerda por leste.

que o número ideal⁴⁰ de ensaios era menor que dez e, portanto, chegou-se à conclusão que a amostra poderia ser aceita.

A FIGURA 78 apresenta o TJ 111 em perspectiva, com detalhes das faces norte, oeste, sul e leste e a fissuração característica aproximada, na carga última.

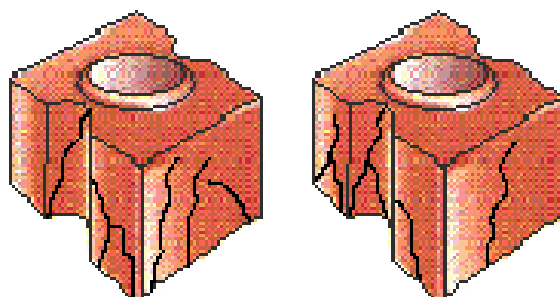


FIGURA 78 – Bloco TJ 111 com a fissuração típica nas faces norte, oeste, sul e leste

Tabela 9 – Dados característicos da amostra de blocos TJ 111, sem argamassa

Resumo	Dimensões (mm)		Área bruta (mm ²)	Absorção (%)	Cargas de compressão (N)		Tensão de ruptura (N/mm ²)
	a	b			Fissuração	Ruptura	
médias	108,74	110,42	12.006,00	12,00	25.437	27.959	2,33
s	0,64	0,20	84,52	0,90	5.728	5.689	0,47
cv	0,59	0,19	0,70	7,70	23	20	20
n*	10	10	10	10	10	10	10

7.2.1.4. Tração direta em meios blocos-padrão (TJ 111)

Foram ensaiados 12 TJ 111 à tração direta na máquina de tração indicada na FIGURA 61. A partir dos resultados obtidos foram efetuadas as análises estatísticas relativas ao número ideal de corpos-de-prova. Como se constatou que o número ideal de elementos da amostra ficou abaixo de 12 (doze), considerou-se satisfatório o número de ensaios.

A FIGURA 79 mostra uma seção transversal no septo do TJ 111 e todas as cotas utilizadas na caracterização dimensional deste bloco para a obtenção da resistência à tração direta.

⁴⁰ O número ideal ou ótimo de elementos da amostra foi obtido, utilizando-se a equação 6.13. Com a média e o desvio padrão da amostra, verificou-se que os dez elementos foram suficientes para que os resultados apresentassem uma confiabilidade de 95%.

Por esta tabela é possível observar a grande regularidade das medidas da seção transversal. Somente três medidas apresentaram um cv superior a 1%, todas relacionadas ao macho da peça. Uma explicação provável para as variações nas dimensões d e d_1 , pode estar relacionada à dificuldade em se definirem com clareza, os limites da medida. A variação relativa da altura do macho pode estar vinculada à umidade da mistura do solo-cimento, durante o processo de prensagem. Independente destas variações identificadas nota-se que o produto final apresenta uma qualidade dimensional elevada, tomando-se como referência produtos industriais como os siderúrgicos, segundo assevera GALLEGOS (1989). A massa do cp, com um coeficiente de variação próximo a 3,4%, pode ser considerada excelente. A justificativa para este dado se encontrar no comprimento do TJ 111: este foi obtido pelo corte ao meio de um TJ 110 e, desta forma, as vibrações do disco de corte e a má centralização do bloco padrão podem ter contribuído para que se configurasse a variação identificada.

A tensão de tração f_t , mostrada na Tabela 10, foi obtida pela divisão da carga última pela área da seção transversal tracionada ou área do septo do bloco TJ 111.

Um aspecto muito positivo, que necessita ser ressaltado, diz respeito ao coeficiente de variação observado na tensão de tração f_t . É comum que a variabilidade na tensão de tração em materiais frágeis ou “quasi frágeis” seja mais alta. Mas, o que se observa na Tabela 10 é um valor de 18%, o qual pode ser considerado de bom nível para o ensaio em questão, segundo resultados apresentados no trabalho de ROTS (2004).

A FIGURA 80 mostra a seção típica do septo do TJ 111, após a ruptura por tração direta, executada no equipamento mostrado na FIGURA 61.

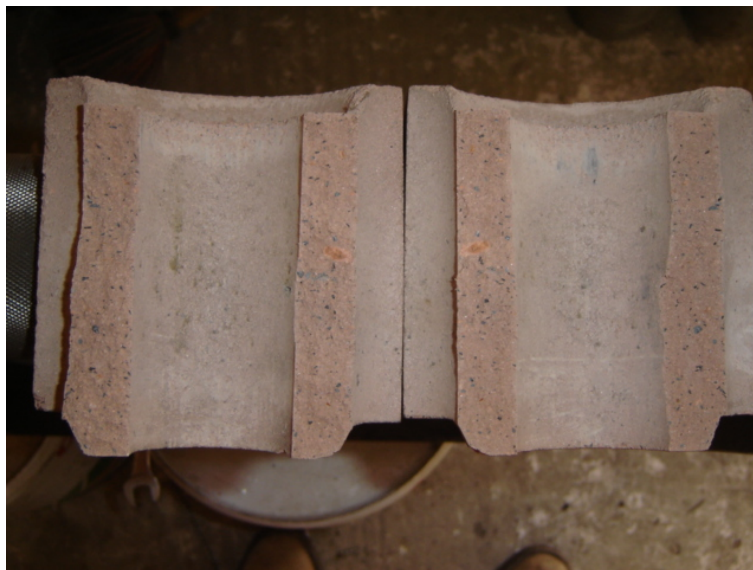


FIGURA 80 – Seção típica do septo do TJ 111, após a ruptura por tração

A foto apresentada na FIGURA 80 foi escolhida por representar, adequadamente, todos os elementos rompidos durante o ensaio. Nesta figura, é possível notar que a superfície rompida está bastante homogênea, e, que há somente uma pequena região com um torrão de argila que não foi misturado ao cimento, região que, por consequência, deve ter apresentado, pontualmente, baixa resistência.

7.2.1.5. Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em PBRs

Como se afirmou anteriormente, os prismas PBRs foram extraídos nas laterais de um bloco-padrão TJ 110, instrumentados e ensaiados à compressão. Com os dados obtidos foram construídos gráficos com o objetivo de se determinar os módulos de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material.

Todos os dados utilizados na construção dos gráficos foram obtidos de uma amostra de PBRs com 12 elementos. Como as verificações estatísticas do número ideal de elementos da amostra indicou um número menor que este, a amostra foi considerada satisfatória.

A FIGURA 81, abaixo, apresenta o gráfico que relaciona a média das deformações horizontal e vertical:

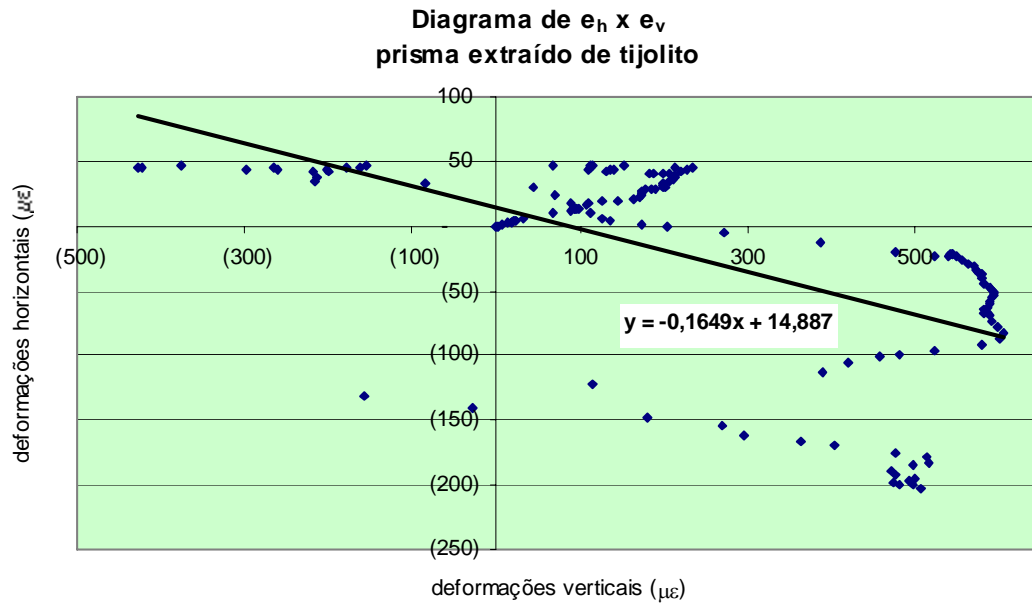


FIGURA 81 – Correlação entre as deformações médias horizontal e vertical no ensaio de compressão dos PBRs

Observando esta figura, é possível retirar do gráfico o coeficiente de Poisson encontrado, e que foi aproximadamente 0,16.

Tomando os valores médios das deformações verticais obtidos pelos extensômetros elétricos em $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone e os respectivos valores de tensões de compressão, foi possível construir o gráfico da FIGURA 82.

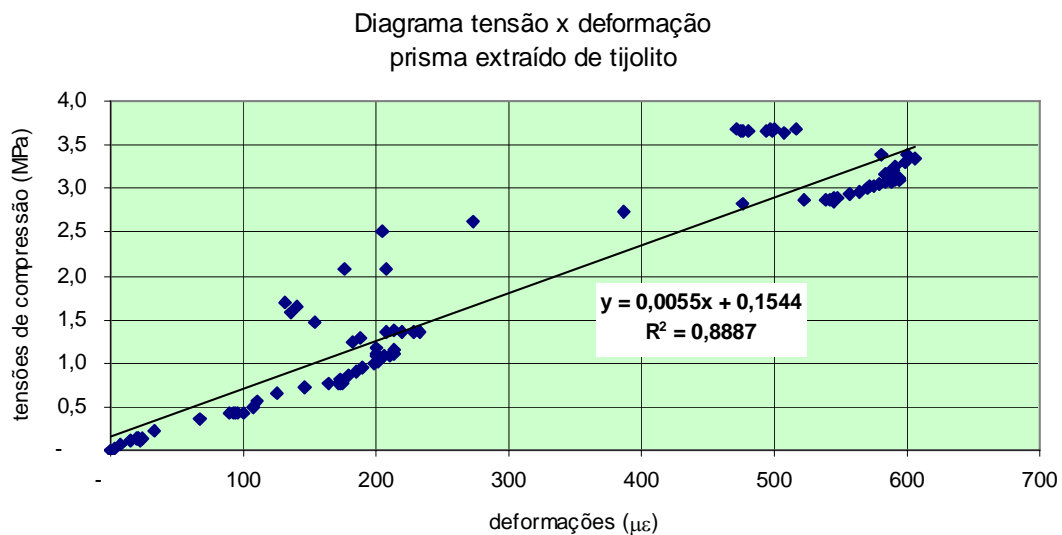


FIGURA 82 – Diagrama convencional de tensão vs deformação para os PBRs

Neste diagrama convencional de tensão vs deformação obteve-se um módulo de elasticidade igual a 5,5 GPa.

Segundo a bibliografia consultada e apresentada neste trabalho, é comum, sem se basear especificamente em resultados de ensaios, adotar-se para o módulo de elasticidade o valor de 1000 vezes a tensão de compressão para bloco de concreto, e de 800 vezes para blocos cerâmicos. Se esta prática fosse aqui adotada, simplesmente como parâmetro de comparação, o módulo poderia ter-se situado entre 3,6 GPa e 2,8 GPa. Como em outros ensaios em blocos TJ 110 encontraram-se valores variando entre 4 GPa e 6 GPa, acredita-se poder recomendar o uso de valores próximo da média destes, com base no que se mostrou através da FIGURA 82.

7.2.1.6. Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em blocos-padrão (TJ 110)

A partir dos dados obtidos, construíram-se gráficos com o objetivo de se determinar os módulos de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a relação entre a compressão do bloco e a tração em seu septo.

Todos os dados utilizados para a construção dos gráficos apresentados a seguir foram obtidos de uma amostra de 12 elementos. Como as verificações estatísticas do número ideal de elementos da amostra indicaram um número menor do que este, a amostra foi aceita.

A FIGURA 83 mostra, em gráfico, o carregamento de compressão ao longo do tempo do ensaio em TJ 110.

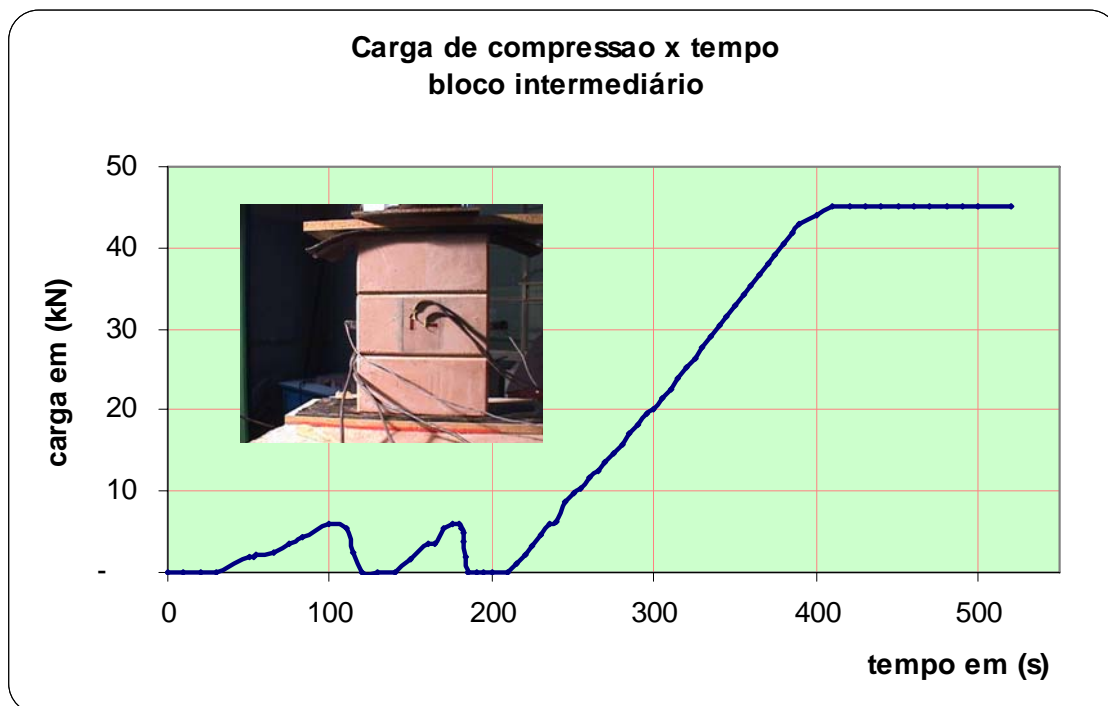


FIGURA 83 – Diagrama carga de compressão x tempo – TJ 110

Note-se que, inicialmente, se aplicou carga até atingir a aproximadamente 10% da carga máxima prevista, descarregando-se-a em seguida. Novamente aplicou-se carga até atingir 10% da carga limite prevista, descarregando-se-a imediatamente. Num terceiro momento, o carregamento foi aplicado do início até ocorrer a ruptura do bloco.

Um dos objetivos da FIGURA 83 é apresentar todos os dados, inclusive os carregamentos e descarregamentos ocorridos durante o ensaio.

A FIGURA 84 apresenta a relação entre as tensões de compressão e as deformações verticais ocorridas no TJ 110 intermediário:

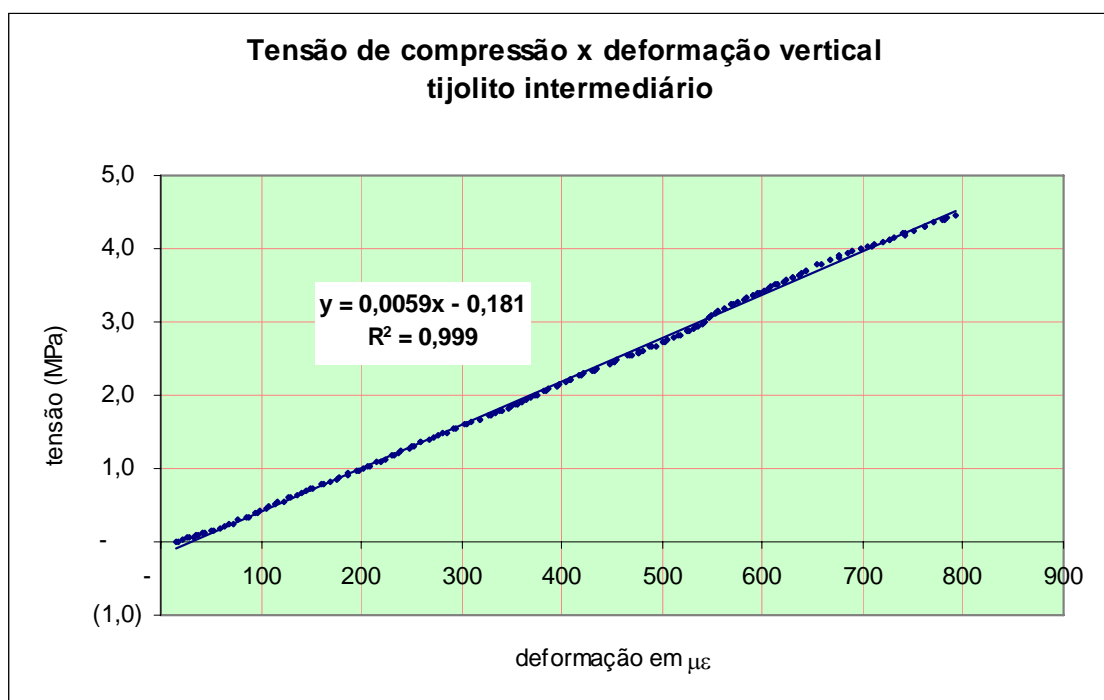


FIGURA 84 – Diagrama convencional de tensão de compressão x deformação vertical no TJ 110 intermediário

Na FIGURA 84, a tensão de compressão foi obtida pela divisão da carga pela área bruta da seção transversal.

O módulo de elasticidade do TJ 110, que pode ser extraído da reta mostrada na FIGURA 84, apresentou o valor de 5,9 GPa. Este número está bem próximo do encontrado no ensaio com o PBR, que foi de 5,5 GPa, aproximadamente.

A FIGURA 85 apresenta a correlação entre as deformações médias horizontal e vertical ocorridas nos extensômetros EE1, EE2, EE3 e EE4:

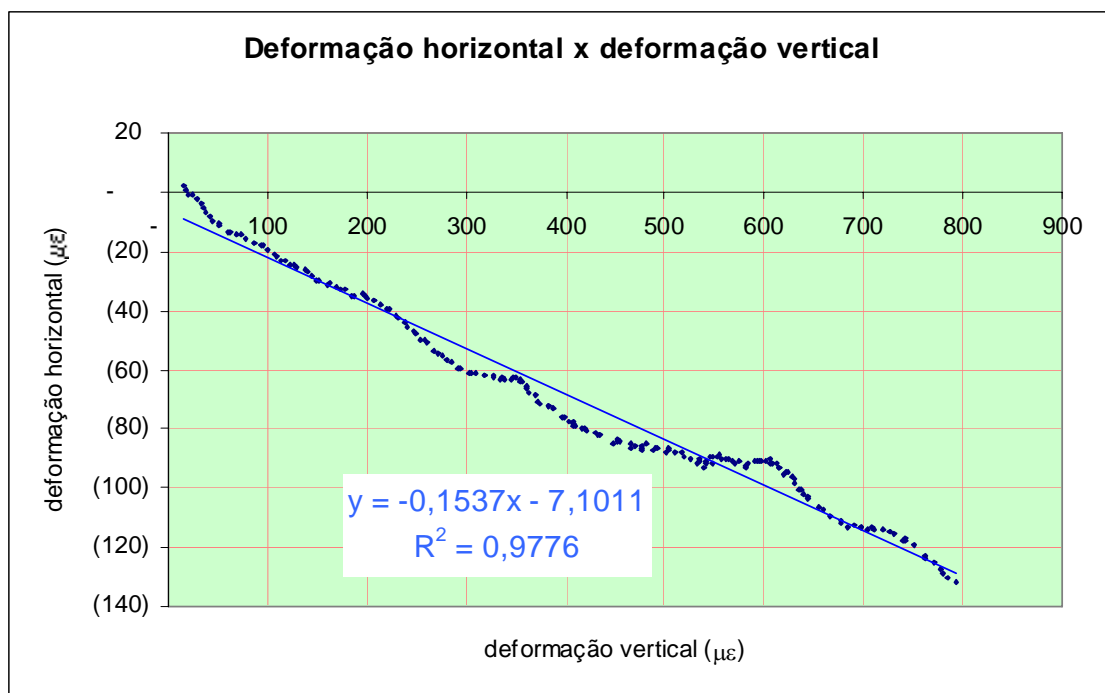


FIGURA 85 – Correlação entre as deformações horizontal e vertical no TJ 110 intermediário

O coeficiente de Poisson pode ser extraído da reta mostrada no gráfico da FIGURA 85, que apresenta uma inclinação de (-0,15) aproximadamente. Este valor está bem próximo do coeficiente de Poisson, ao qual já se aludiu neste capítulo, quando mencionado o ensaio com o PBRs: 0,16, aproximadamente.

Acompanhando-se a compressão aplicada ao TJ 110 intermediário e os deslocamentos medidos pelos DT7 e DT8 instalados nos septos esquerdo e direito do bloco, auferiram-se medidas positivas de deslocamentos. Estas medidas sugerem que há um esforço de tração nestas regiões.

Os deslocamentos foram acompanhados até que se notasse o aparecimento de uma fissura no septo.

A FIGURA 86 mostra a relação entre as tensões de compressão e de tração nos septos do bloco, nos quais foram instalados extensômetros elétricos e também DTs com o objetivo de monitorar esta região:

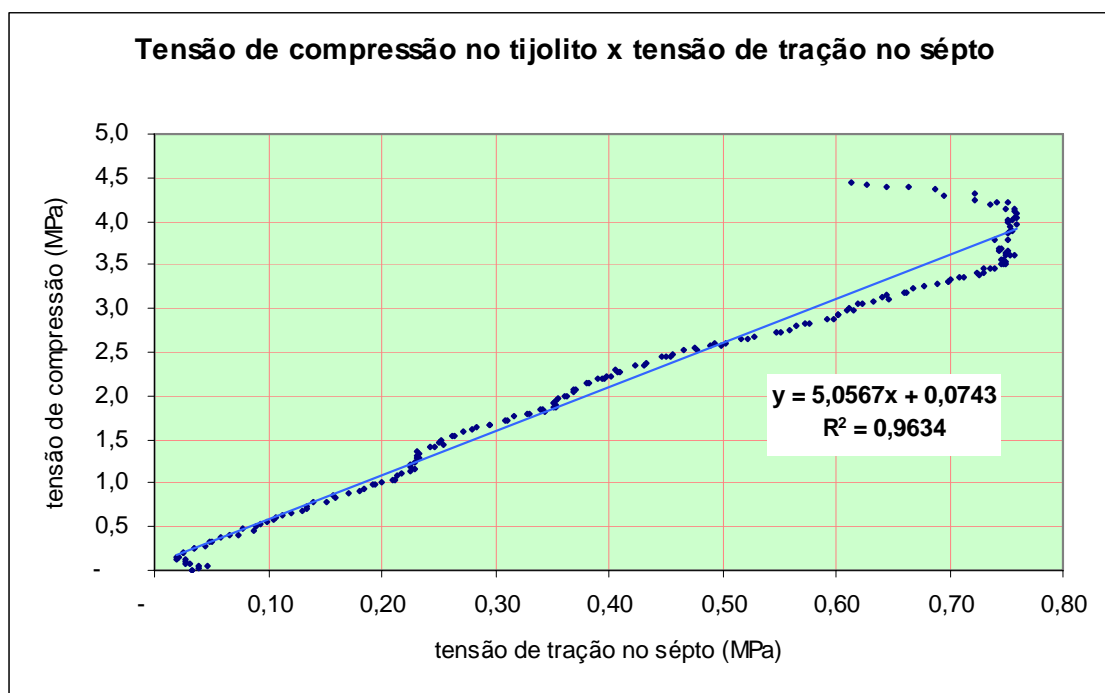


FIGURA 86 – Correlação entre as tensões de compressão no bloco e tração no septo

A tensão de compressão indicada no gráfico da FIGURA 86 foi obtida pela divisão da carga pela área bruta da seção transversal.

Observando-se a FIGURA 86, constata-se que, pela equação da reta, é possível extrair a relação entre as tensões de compressão no bloco com a tração ocorrida no septo. A razão entre as tensões de compressão e de tração foi de 5, aproximadamente.

7.2.1.7. Ensaios de compressão em prismas com três fiadas

A partir dos resultados dos ensaios, considerando que o número de elementos da amostra foi dez, efetuaram-se verificações estatísticas. Constatando-se que o número ideal de cps estava abaixo do número de prismas testados, esta amostra foi considerada satisfatória.

7.2.1.7.1. Prismas sem argamassa nos furos pequenos

A FIGURA 87 apresenta um prisma-padrão composto de três fiadas com blocos TJ 110 e com os furos menores sem argamassa:

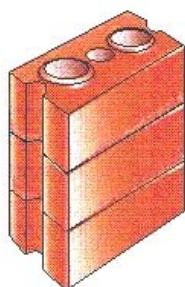


FIGURA 87 – Prisma-tipo, composto de três fiadas de TJ 110 e, com os furos menores sem argamassa

A Tabela 11 apresenta os resultados médios do ensaio de compressão em prismas compostos por três fiadas de blocos-padrão ou TJ 110:

Tabela 11 – Resultados médios do ensaio de compressão em prismas sem argamassa

Resumo	Dimensões (mm)		Área bruta (mm ²)	Absorção (%)	Cargas (N)		Tensão ruptura (MPa)
	Comprimento	largura			Fissuração	ruptura	
médias	220,4	110,3	24.319	12,9	36.944	50.198	2,06
s	0,12	0,14	35,54	0,67	10.797	5.757	0,24
cv %	0,05	0,13	0,15	5	29	11	11
n*	10	10	10	10	10	10	10

Como pode ser visto na tabela acima, o número ideal de cps foi de 10 para medir qualquer das grandezas indicadas. Como o número de elementos desta amostra foi dez, não houve necessidade de efetuar nenhum teste complementar.

Observando os resultados mostrados nesta tabela, verifica-se que a tensão de compressão média nos prismas ensaiados, sem argamassa nos furos menores, está próxima de 2,1 MPa, e que a variabilidade foi de 11%. A variabilidade das cargas de fissuração e ruptura foi de 29% e 11%, respectivamente. A carga de fissuração média situa-se em torno de 74% da carga média de ruptura.

A FIGURA 88 – Fissuras no final do ensaio dos prismas-tipo e, sem argamassa de injeção apresenta um dos prismas ensaiados, com as fissuras identificadas no final do teste, após a carga última:

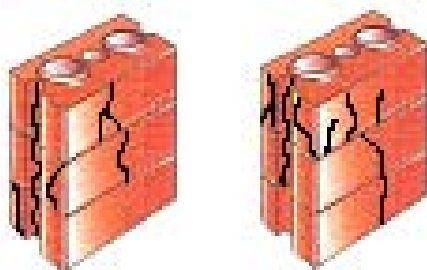


FIGURA 88 – Fissuras no final do ensaio dos prismas-tipo e, sem argamassa de injeção

Não se identificou, um padrão de fissuração que pudesse caracterizar as fissuras ocorridas. A FIGURA 88, à esquerda, apresenta as fissuras nas faces norte e oeste, e, à direita, mostra as fissuras nas faces sul e leste.

7.2.1.7.2. Prismas com os furos menores preenchidos por argamassa

Os prismas utilizados neste conjunto de ensaios de compressão foram montados como se observa na FIGURA 87, porém, os furos menores foram preenchidos por argamassa de injeção. A Tabela 12 apresenta os valores médios obtidos durante os ensaios de compressão nestes prismas. Os valores médios obtidos foram: o comprimento, a largura da base comprimida, a área desta base, a absorção de água, as cargas de fissuração (na primeira fissura observada), e de ruptura e a tensão de ruptura.

Como dito anteriormente, foram ensaiados dez prismas, num primeiro momento. Calculando-se o número n^* , verificou-se ser necessário ampliar para dezessete os elementos da amostra, o que foi feito. Os valores a seguir apresentados foram obtidos numa amostra com dezessete prismas.

Tabela 12 – Resultados médios do ensaio de compressão em prismas com argamassa

Resumo	Dimensões (mm)		Área bruta (mm ²)	Absorção (%)	Cargas (N)		Tensão ruptura (MPa)
	Comprimento	largura			Fissuração	ruptura	
médias	220,2	110,3	24.276	9	28.586	52.621	2,17
s	0,17	0,17	42,94	1,84	11.618	9.436	0,39
cv %	0,08	0,16	0,18	21	41	18	18
n^*	10	10	10	10	17	10	10

Observando-se os resultados mostrados nesta tabela, verifica-se que a tensão de compressão média nos blocos, com argamassa nos furos menores, está próxima de 2,2 MPa, e que a variabilidade dos resultados foi de aproximadamente 18%, pior do que os resultados dos prismas sem argamassa. A variabilidade das cargas de fissuração foi bem maior do que a ocorrida nos prismas sem argamassa (29% sem argamassa e 41% com argamassa). A carga de fissuração média situou-se em torno de 54% da carga média de ruptura. A tensão de ruptura melhorou, relativamente ao prisma sem argamassa, como este acréscimo foi somente 5%, não deve ser considerado, pois, estatisticamente pode ter havido um empate entre os valores. O aumento da variabilidade nos resultados pode ter sido causado pelo fato de que a argamassa fluida, e mais expansiva, expande-se, quando comprimida (efeito do barrilamento). Tal fato favorece a ruptura por tração do septo do bloco. As rupturas por tração não são tão uniformes, se comparadas com as que ocorrem por compressão.

A FIGURA 89 apresenta um dos prismas ensaiados, com as fissuras identificadas no final do teste, após a carga última:

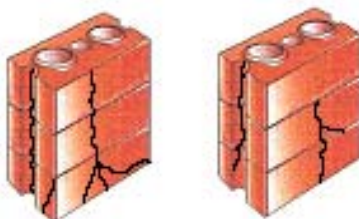


FIGURA 89 – Fissuras no final do ensaio dos prismas-tipo e, com argamassa de injeção

Não se identificou um padrão nas fissuras para que pudesse ser relacionada à tensão com fissura. A FIGURA 89, à esquerda, apresenta as fissuras nas faces norte e oeste, e, à direita, mostra as fissuras nas faces sul e leste. Pode-se destacar para estes prismas que: (i) as fissuras verticais próximas ao furo central apresentam alguma semelhança; e (ii) na maioria dos ensaios, o colapso do prisma está vinculado ao aparecimento da fissura no septo externo.

7.2.2- Flexão em paredinhas: resultados dos ensaios

7.2.2.1. Informações preliminares

Segundo as recomendações da BS 5628, as paredinhas foram divididas em duas séries tal como já informado neste trabalho. A primeira série foi montada com quatro blocos na horizontal e quatro fiadas. A segunda série, com dois blocos na horizontal e dez fiadas. Nos ensaios preliminares na série 2x10 não se obtiveram leituras nos EE. Por ter havido dúvida em relação a essa ausência de deformação, resolveu-se efetuar um novo grupo de ensaios, desta vez com modificações no número de fiadas.

Para evitar-se a execução do ensaio de flexão em todas as paredes, sem antes analisar os resultados, e se necessário efetuar as mudanças exigidas, preparou-se, conforme os procedimentos anteriormente informados, quatro paredinhas, duas mp 4x5 e duas mp 2x11. Após a montagem e preparação dos dispositivos de carregamento em cada paredinha, foram aplicados os carregamentos de forma gradual até se atingir a carga máxima.

As paredinhas com dois blocos na horizontal e onze na vertical foram flexionadas em torno do seu eixo horizontal. Constatou-se que a ruptura foi brusca, e sem aviso através de ruídos ou outro tipo de som.

Os extensômetros elétricos (EE) horizontais e verticais não apresentaram nenhuma deformação do início ao fim do ensaio, para a série mp 2x11. Então, assumiu-se, por hipótese, que o bloco no qual se encontravam os EEs movimentou-se como um corpo rígido, não sofrendo deformações nas suas faces.

Objetivando verificar se realmente tal bloco não apresentava deformações, conforme se hipotetizou, uma nova parede foi ensaiada com três relógios comparadores instalados sobre a diagonal do bloco central da parede da série mp 2x11. A FIGURA 90 mostra como foram instalados os relógios comparadores:

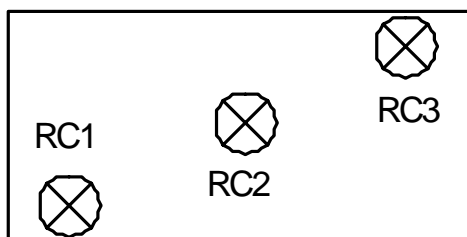


FIGURA 90 – Face de um bloco central da parede e a posição dos relógios comparadores

Durante todo o ensaio, observou-se que os três relógios apresentavam as mesmas leituras. A partir deste resultado, concluiu-se que realmente não seriam necessários os EE horizontais e verticais para esta série de paredinhas, por que nenhum deles teria utilidade, pois o objetivo era utilizar as deformações medidas neste local.

7.2.2.2. Resistências à tração características – método de determinação

Segundo a BS 5628, no cálculo da resistência à flexão característica, não se admitem menos que 8 (oito) paredinhas consideradas aprovadas. Para que uma paredinha seja excluída do cálculo da resistência à tração característica, basta que a sua ruptura esteja fora da região de flexão pura.

O método utilizado para se determinar a resistência à flexão característica de uma parede, a partir dos resultados experimentais de paredinhas, consiste no seguinte:

1- organização dos resultados obtidos das resistências à flexão das paredinhas testadas identificando-os como $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$;

2- cálculo dos logaritmos dos resultados do item (1) identificando-os como $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$;

3- determinação da média (\bar{y}) e do desvio padrão (s) de (y), utilizando as expressões 20 e 21:

$$\bar{y} = (y_1 + y_2 + \dots + y_n) / n \quad (20)$$

$$s = \sqrt{\frac{(y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2) - ((y_1 + y_2 + \dots + y_n)^2 / n)}{n - 1}} \quad (21)$$

4- determinação de y_c utilizando a equação a seguir:

$$y_c = y - k.s \quad (22)$$

5- determinação da resistência característica à flexão f_{kx} com a expressão abaixo:

$$f_{kx} = ant \log(y_c) \quad (23)$$

em que:

- n é o número de elementos (paredinhas) da amostra ensaiada
- x_i é o valor da resistência à flexão de uma mini parede (i) ensaiada, em MPa
- y_i é o logaritmo da resistência à flexão de uma mini parede (i) ensaiada
- y é a média aritmética dos logaritmos das resistências à flexão das mp ensaiadas
- s é o desvio padrão dos valores de y_i
- k coeficiente que varia com o número de corpos-de-prova ensaiados. Vide os valores de k no QUADRO 1, a seguir.

QUADRO 1 – Coeficiente k, utilizado para determinar a tensão característica da mini parede, segundo a BS 5628

Número de cps com resultados válidos	k
8	2,010
9	1,961
10	1,922

A Tabela 13 apresenta as tensões colhidas nas paredinhas mp 44i, durante o ensaio de flexão pura, com cargas horizontais aplicadas:

Tabela 13 – Resultados dos ensaios de flexão em paredinhas mp 44i

mp	resistência à flexão (Xi) em MPa	Yi (log Xi)	Nota
441	0,90	(0,0455)	
442	0,92	(0,0380)	
443	0,85	(0,0703)	
444	0,88	(0,0569)	
445	1,06	0,0258	
446	0,91	(0,0433)	
447	0,71	(0,1487)	
448	0,74	(0,1318)	
449			ruptura fora das linhas de carga
4410			ruptura fora das linhas de carga
Média	0,87	(0,06)	
s	0,11	0,06	
cv (%)	12,61		

Tabela 14 – Resumo do ensaio de resistência à flexão das paredinhas mp 44i

n	8
k	2,01
y_c	(0,17)
f_{kx}	0,67

A Tabela 15 apresenta as tensões colhidas nas paredinhas mp 210i, durante o ensaio de flexão, com cargas horizontais aplicadas:

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de flexão em paredinhas mp 210i

mp	resistência à flexão (Xi) em MPa	Yi (log Xi)	Nota
2101			ruptura fora das linhas de carga
2102			
2103	0,22	(0,6561)	
2103a	0,13	(0,8715)	
2104			ruptura fora das linhas de carga
2105	0,11	(0,9572)	
2106	0,12	(0,9194)	
2107	0,19	(0,7198)	
2108	0,18	(0,7433)	
2109	0,11	(0,9572)	
2110	0,11	(0,9572)	
Média	0,16	(0,81)	
s	0,04	0,12	
cv (%)	27,66		

Tabela 16 – Resumo do ensaio de resistência à flexão das paredinhas mp 210i

n	8,00
k	2,01
y_c	(1,06)
f_{ky}	0,09

7.2.2.3. Relações carga x deslocamento central e tensão x deformação

A FIGURA 91 apresenta um diagrama relacionando as cargas e os deslocamentos correspondentes, no centro de cada paredinha da série mp 44i, registrados durante o ensaio de flexão pura:

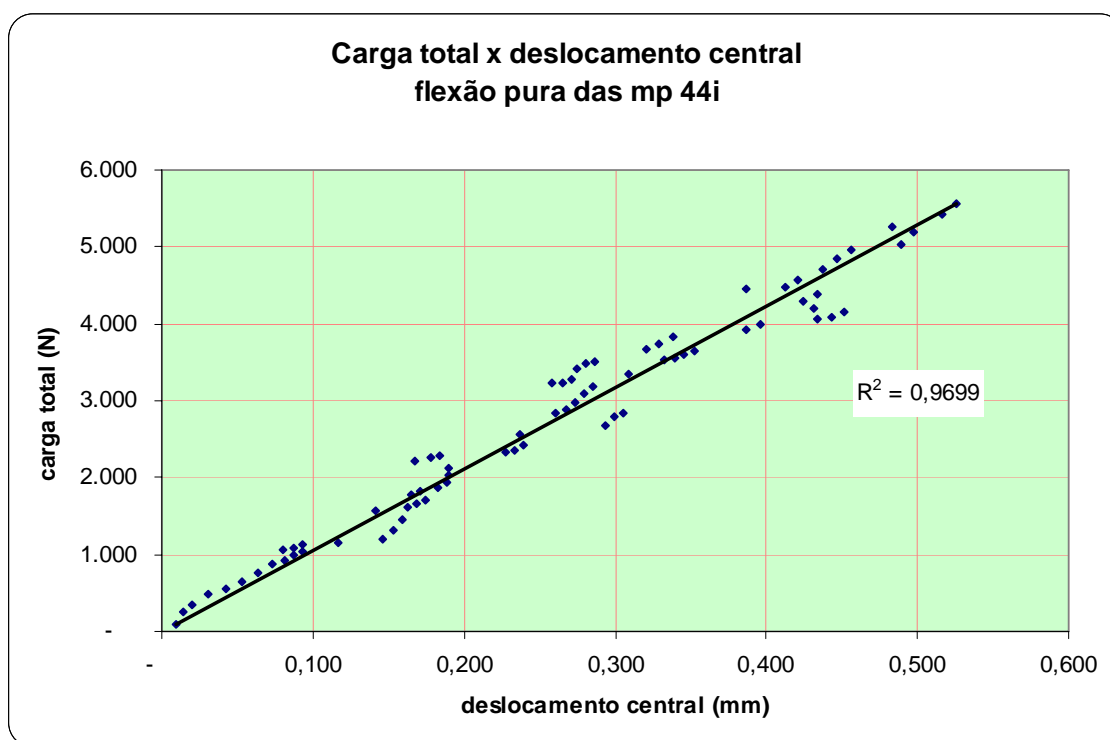


FIGURA 91 – Curva média de carga x deslocamento, para o ensaio de flexão pura das paredinhas, da série mp 44i

Esta figura apresenta a curva média das cargas versus deslocamentos centrais obtidos durante o ensaio das paredinhas da série mp 44i. Pode-se notar que a correlação entre os deslocamentos e as cargas totais aplicadas varia linearmente, do início ao fim do ensaio.

Analisando os resultados da Tabela 17, vê-se que as cargas horizontais aplicadas nas paredes da série mp 44i, excluídas as mp 449 e mp 4410, apresentam o limite inferior de 4.464 N (mp 447) e limite superior de 6.670 N (mp 445).

Se a observação dos resultados for em relação aos deslocamentos centrais, nota-se que a mp 444 apresentou o menor valor de 0,16 mm e o maior valor de 0,57 mm.

Pelos deslocamentos medidos, nota-se que as paredes ensaiadas deformam-se muito pouco e que esta flecha comparada com a distância entre os apoios é também muito pequena, sugerindo, ser a paredinha, um elemento muito rígido.

A FIGURA 92, mostra o diagrama que relaciona as cargas e os deslocamentos ocorrentes no centro das paredinhas da série mp 210i ensaiadas. Pode-se observar que a correlação entre as cargas totais x deslocamentos centrais, variam linearmente do início até o final do ensaio.

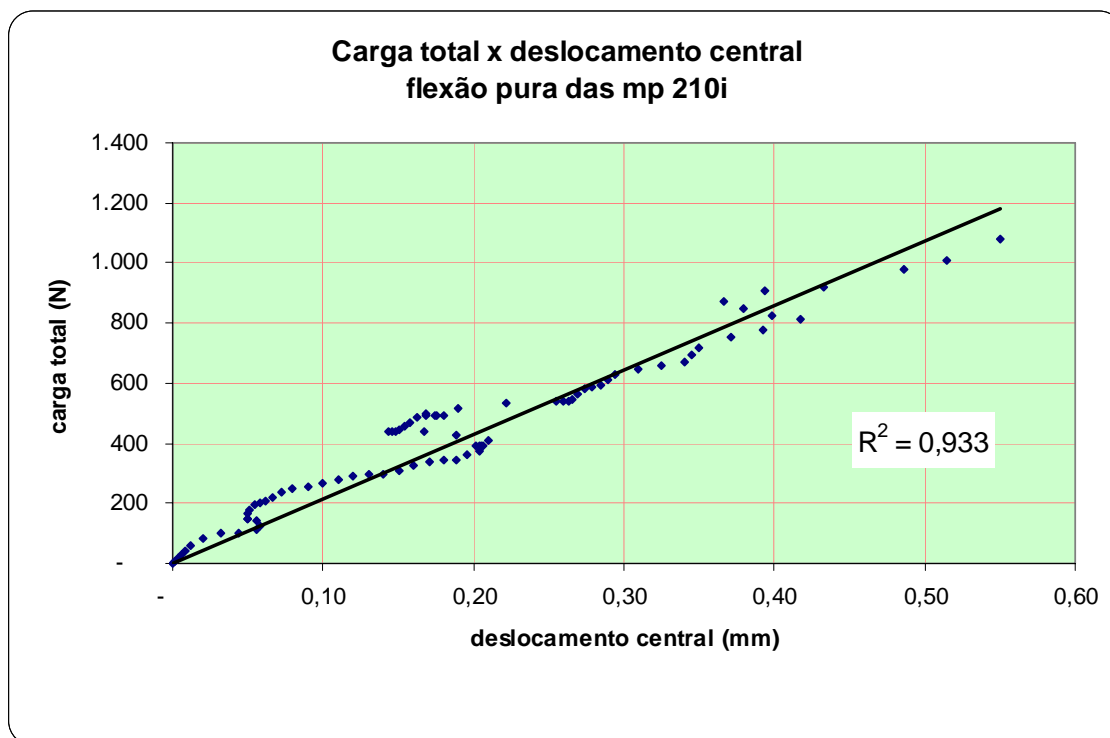


FIGURA 92 – Curva média das cargas vs deslocamentos do ensaio de flexão pura das paredinhas, da série mp 2x10

A Tabela 17 mostra os valores de cargas e deslocamentos limites superiores mínimos e máximos e, também, as relações entre a distância dos apoios com os deslocamentos centrais ocorrentes, nas paredinhas:

Tabela 17 – Resumo das cargas e deslocamentos e as relações entre a distância dos apoios e os deslocamentos centrais

mp (série)	Cargas limites		Desloc. centrais		L/δ_{cent}	
	superiores (N)		limites superiores			
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
4x4	4.464	6.670	0,16	0,57	1351	4813
2x10	540	1.079	0,30	0,55	1636	2903

Através desta tabela, observando-se os resultados das cargas horizontais aplicadas em todas as paredinhas da série mp 2x10, verifica-se, que o menor valor, foi de 540 N, e que o maior valor foi de 1.079 N.

Em ambos os tipos de paredinhas, uma vez alcançado o valor máximo da resistência à tração, a carga caiu imediatamente a zero.

Observando somente os deslocamentos centrais, nota-se que o menor valor foi de 0,30 mm e que o maior valor foi de 0,55 mm.

Comparando-se a relação entre o deslocamento central máximo e a distância entre os apoios, nota-se que os valores para a série mp 2x10 ainda são altos, sugerindo um elemento muito rígido.

A FIGURA 93, ilustra a relação entre as tensões de tração na flexão e as deformações correspondentes, nas paredinhas da série mp 44i. Nota-se que a relação tensão x deformação é linear do início até a ruptura da paredinha:

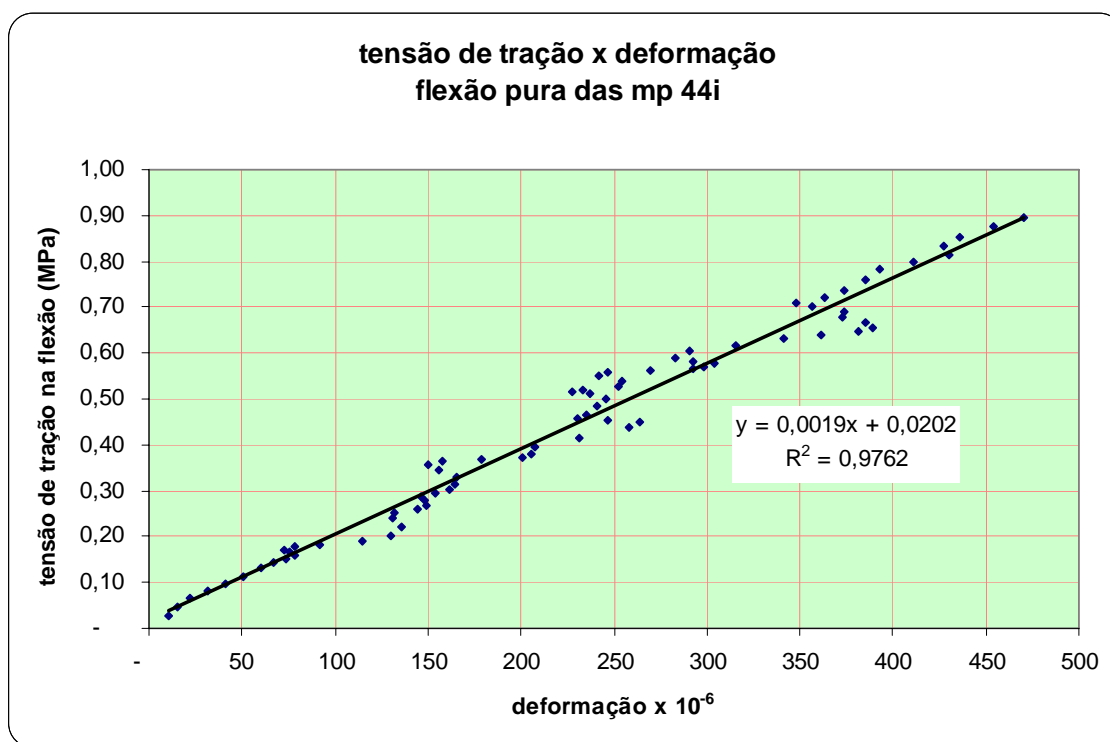


FIGURA 93 – Curva média de tensão vs deformação do ensaio de flexão pura das paredinhas, da série mp 44i

Diante da impossibilidade de se determinar as deformações no centro dos blocos das paredinhas da série mp 210i, não apresentar-se-á aqui nenhum gráfico que relacione as tensões de tração na flexão com as deformações respectivas.

7.2.2.4. Módulos de elasticidade

Os módulos de elasticidade foram obtidos a partir da substituição dos resultados de deformação e/ou deslocamentos encontrados durante os ensaios de flexão nas paredes xx e yy, descritos em 6.3.2. Estes módulos calculados pelas fórmulas do item 6.3.2 serão apresentados em tabela, e posteriormente discutidos.

a. Relação carga - deslocamento

A partir dos dados colhidos foi possível identificar a carga e o deslocamento máximos, situando-se este no centro da paredinha.

Aplicando o deslocamento máximo, na equação 2, obteve-se o módulo de elasticidade da paredinha, à flexão. A Tabela 18 e Tabela 19 apresentam, a seguir, os resultados médios obtidos nas paredinhas ensaiadas à flexão, relacionados ao deslocamento máximo no seu centro. Optou-se por reorganizar os dados da Tabela 13 e Tabela 15, delas excluindo os elementos descartados por recomendação da norma.

Tabela 18 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx)

C_p^{41}	P (N)	L (mm)	I (mm ⁴)	δ_{cent} (mm)	$E_{\delta,xx}$ (MPa)
MP 441	2.830	770	41.355.416	0,57	1.946
MP 442	2.879	770	41.355.416	0,55	2.051
MP 443	2.673	770	41.355.416	0,23	4.554
MP 444	2.757	770	41.355.416	0,19	5.685
MP 445	3.335	770	41.355.416	0,36	3.630
MP 446	2.845	770	41.355.416	0,30	3.716
MP 447	2.232	770	41.355.416	0,16	5.465
MP 448	2.320	770	41.355.416	0,41	2.217
média	2.734			0,35	3.658
s	345			0,16	1.501
cv	12,6%			45,1%	41,0%

⁴¹ Como os resultados de algumas das paredinhas apresentadas na Tabela 14 e Tabela 16, não puderam ser utilizados, doravante novo agrupamento será feito, e a numeração será dada na mesma ordem da Tabela 18 e Tabela 19, excluindo-se as paredinhas que não puderam ser utilizadas.

Tabela 19 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (yy)

Cp	P (N)	L (mm)	I (mm⁴)	δ_{cent} (mm)	$E_{\delta,yy}$ (MPa)
MP 2101	540	900	35.871.178	0,55	708
MP 2102	329	900	35.871.178	0,53	447
MP 2103	270	900	35.871.178	0,30	649
MP 2104	294	900	35.871.178	0,45	472
MP 2105	466	900	35.871.178	0,47	715
MP 2106	441	900	35.871.178	0,31	1.027
MP 2107	270	900	35.871.178	0,38	512
MP 2108	270	900	35.871.178	0,31	628
média	360			0,41	645
s	107			0,10	186
cv	29,7%			24,6%	28,8%

Observando-se os módulos de elasticidade médios apresentados na Tabela 18 e Tabela 19, pode-se notar que a razão entre eles é 5,67 (E_{xx} / E_{yy}). Isto posto, pode-se dizer que o comportamento das paredinhas submetidas à flexão pura apresentam um comportamento ortotrópico em relação à rigidez. Como as cargas nas duas séries também são bem diferentes, pela Tabela 18 e Tabela 19, pode-se verificar que a carga total média distribuída sobre a parede, na horizontal, foi de 2.734 N, nas paredinhas da série 4x4 e de 360 N nas paredinhas da série 2x10. A carga horizontal aplicada perpendicularmente à linha das fiadas é 7,59 vezes maior do que a carga horizontal aplicada paralelamente à mesma linha. Pode-se dizer a partir desta constatação, que estas paredinhas apresentam uma ortotropia de resistência.

A variabilidade nos resultados das cargas, deslocamentos e módulos de elasticidade das paredinhas é bastante grande (a literatura sugere valores entre 4% e 10%), mesmo tomando-se todo o cuidado na tentativa de minimizar estes valores, adotando-se procedimentos como: (i) utilizar a mesma pessoa na montagem e injeção da argamassa das paredes; (ii) executar a argamassa em uma mesma argamassadeira e com o mesmo procedimento; (iii) controlar antecipadamente todos os materiais utilizados; (iv) saturar os blocos antes da execução das paredes; (v) controlar a cura das paredes antes da execução do ensaio; e (vi) excluir todas as paredes que não atenderam às recomendações da BS 5628.

b. Relação tensão - deformação

A partir do diagrama tensão vs deformação foi possível identificar as tensões e as deformações máximas, sendo estas, medidas pelos extensômetros elétricos EE₁, EE₂, EE₃ e EE₄ instalados no centro das paredinhas. Como se afirmou anteriormente, não se verificaram deformações nas paredinhas da série mp 2x10, razão pela qual apresentar-se-á apenas os módulos dos resultados da série mp 4x4.

Aplicando a deformação máxima no regime elástico, obteve-se, pela equação 5 o módulo de elasticidade das paredinhas, à flexão.

A Tabela 20 apresenta os resultados médios obtidos nas paredinhas ensaiadas à flexão, relacionados às deformações ocorrentes no centro delas:

Tabela 20 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx)

Cp	P (N)	L (mm)	Z (mm³)	ε(x10⁻⁶)	E_{ε,xx} (MPa)
MP 441	2.830	770	41.355.416	400	2.415
MP 442	2.879	770	41.355.416	540	1.820
MP 443	2.673	770	41.355.416	250	3.650
MP 444	2.757	770	41.355.416	190	4.952
MP 445	3.335	770	41.355.416	300	3.795
MP 446	2.845	770	41.355.416	270	3.597
MP 447	2.232	770	41.355.416	150	5.079
MP 448	2.320	770	41.355.416	380	2.084
média	2.734			310	3.424
s	345			126	1.235
cv	12,6%			40,7%	36,1%

A Tabela 21 não pôde ser preenchida integralmente pela razão já apresentada. Como o bloco com os EE moveu-se, aparentemente, como um corpo rígido, não foi possível registrar as deformações no centro das paredinhas.

Tabela 21 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredezinhas (yy)

Cp	P (N)	L (mm)	Z (mm³)	ϵ	E_{e,yy} GPa)
MP 2101	540	900	717.424		
MP 2102	329	900	717.424		
MP 2103	270	900	717.424		
MP 2104	294	900	717.424		
MP 2105	466	900	717.424		
MP 2106	441	900	717.424		
MP 2107	270	900	717.424		
MP 2108	270	900	717.424		
média	360	-			
s	107	-			
cv	0	-			

Observando-se os módulos médios apresentados na Tabela 18 e Tabela 20, nota-se que a diferença entre eles foi de 6,8%, aproximadamente. Considerando que os coeficientes de variação para as deformações foi mais alto que a recomendação da literatura, esta defasagem pode ser considerada pequena, ou até insignificante.

Durante todos os ensaios com as paredezinhas da série mp 44i, notou-se que a ruptura é brusca e sem nenhum aviso sonoro. Na maioria das paredes ensaiadas a ruptura ocorreu no bloco mais próximo de uma linha vertical. A FIGURA 94 mostra com clareza a forma de ruptura mais comum nas paredezinhas da série 4x4:



(a) trinca típica no centro do bloco

(b) trinca próxima ao centro do bloco

FIGURA 94 – Trinca em bloco de paredeinha mp 44i

Nos ensaios das paredezinhas da série 2x10, a ruptura foi um pouco mais lenta que nas mp 44i. Isto pode estar relacionado à falta de argamassa nas juntas horizontais.

Os resultados de algumas paredezinhas nas duas séries foram descartados, considerando-se que a ruptura ocorreu fora da zona de flexão pura. Esta decisão foi tomada em atendimento às recomendações da BS5628. A FIGURA 95 mostra a abertura da junta do lado oposto à aplicação da carga horizontal distribuída em duas situações. Na FIGURA 95a, a abertura ocorreu dentro da área de flexão pura; na FIGURA 95b, fora dela.



(a) abertura da junta, na região de flexão pura



(b) abertura da junta, fora da região de flexão pura

FIGURA 95 – Abertura de junta em paredezinhas da série mp 2x10

7.2.2.5. Momento-curvatura

Considerando-se as paredezinhas das séries 44i e 210i, as curvas que representam o momento-curvatura, obtidas por ambos os métodos, mostraram-se bastante semelhantes. O que se constatou durante o ensaio de flexão pura foi que a carga cai imediatamente após a ocorrência do momento máximo, o que caracteriza a ruptura como de natureza frágil ou “quasi-frágil”. De modo geral, nas paredezinhas da série 44i, desenvolveram-se fissuras na vertical do centro dos blocos próximos à aplicação das cargas; nas paredezinhas da série 210i, não houve fissura e sim abertura das juntas entre as cargas aplicadas. Como, pelo sistema em estudo, a junta não estava colada, ela abriu até o momento da ruptura da argamassa utilizada nos furos centrais.

Em todos os ensaios observou-se que a carga máxima está relacionada ao aparecimento da primeira fissura, para a série mp 44i. A parede deixa de ter qualquer capacidade resistente imediatamente após a ocorrência da primeira fissura.

a. Curvatura obtida a partir das deformações

Nos ensaios das paredinhas, mediram-se as deformações correspondentes à tração e à compressão. Na Tabela 22 e Tabela 23 foram registrados os dados médios de deformação nos extensômetros elétricos EE_1 e EE_3 nas paredes xx. Com estas deformações médias foram obtidas as curvaturas das paredinhas ensaiadas.

Tabela 22 – Resultados médios obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx)

Cp	d (mm)	($\epsilon_1 + \epsilon_3$) ($\times 10^{-6}$)	$\varphi_{\epsilon,xx}$ ($\times 10^{-6}$)
MP 441	110	800	7,2727
MP 442	110	1080	9,8182
MP 443	110	500	4,5455
MP 444	110	380	3,4545
MP 445	110	600	5,4545
MP 446	110	540	4,9091
MP 447	110	300	2,7273
MP 448	110	760	6,9091
média	110	620	5,6364
s	-	252	2,2916
cv	0,00%	40,7%	40,7%

Como se afirmou anteriormente, a Tabela 23 não pôde ser totalmente preenchida por não se ter conseguido registrar as deformações dos EE.

Tabela 23 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredinhas (yy)

Cp	d (mm)	ϵ_2	ϵ_4	$\varphi_{\epsilon,yy}$
MP 2101	100			
MP 2102	100			
MP 2103	100			
MP 2104	100			
MP 2105	100			
MP 2106	100			
MP 2107	100			
MP 2108	100			
média	100			
s	-			
cv	0,00%			

A FIGURA 96 apresenta duas retas praticamente idênticas, capazes de representar a relação entre os momentos fletores atuantes nas paredinhas e as curvaturas correspondentes, obtidos a partir de valores médios dos ensaios da série mp 44i. Na reta

azul, a curvatura foi obtida a partir dos deslocamentos, e na reta vermelha, a partir das deformações.

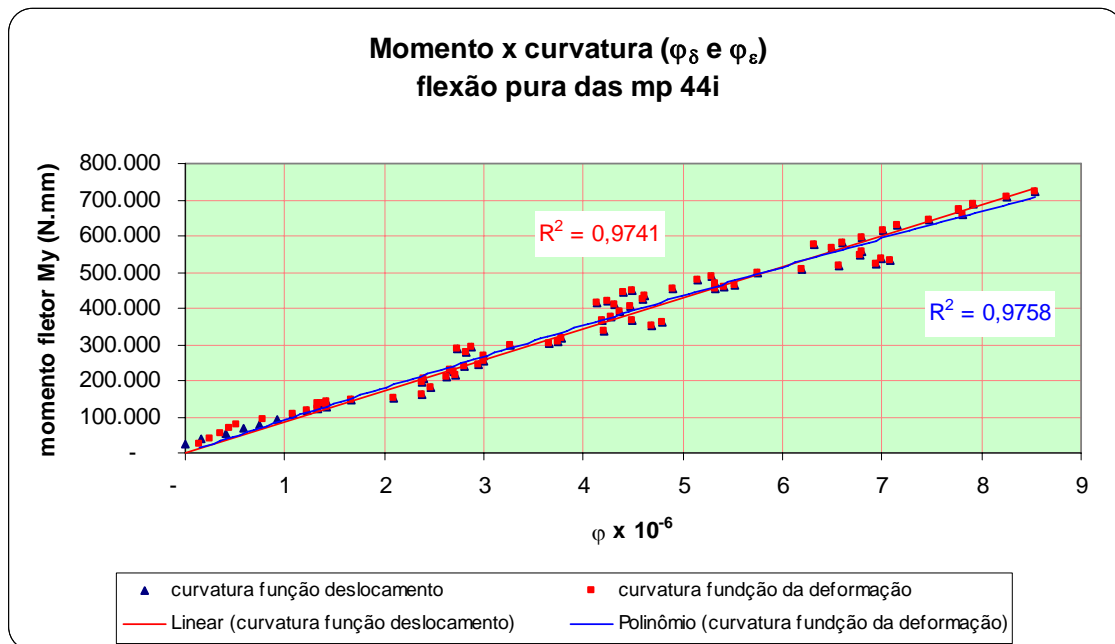


FIGURA 96 – Momento x curvatura típico para as mp 44i

b. Curvatura obtida a partir dos deslocamentos

Nos ensaios realizados nas paredinhas, mediram-se os deslocamentos no seu centro (δ_{cent}). A partir de equações da resistência dos materiais, obtiveram-se os deslocamentos sob as cargas distribuídas (δ_a) aplicadas nas paredinhas. Pela diferença entre o deslocamento central e o deslocamento sob a carga distribuída, obtiveram-se os valores de δ ($\delta = \delta_{cent} - \delta_a$), os quais aplicados na equação 7, configuraram as curvaturas das paredinhas. Na Tabela 24 e Tabela 25, registraram-se os valores das distâncias entre as cargas, os deslocamentos δ e as curvaturas correspondentes às paredinhas xx (série 44i) e yy (série 210i).

Tabela 24 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em paredinhas (xx)

Cp	L_{ref} (mm)	(L_{ref})²	δ (mm)	Φ_{δ,xx}₋₆ (x 10⁻⁶)
MP 441	257	65.878	0,07	9,0286
MP 442	257	65.878	0,07	8,7118
MP 443	257	65.878	0,03	3,6431
MP 444	257	65.878	0,02	3,0095
MP 445	257	65.878	0,05	5,7023
MP 446	257	65.878	0,04	4,7519
MP 447	257	65.878	0,02	2,5343
MP 448	257	65.878	0,05	6,4942
média	257	65.878	0,05	5,48
s			0,02	2,47
cv			45,1%	45,1%

Tabela 25 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão em paredinhas (yy)

Cp	L_{ref} (mm)	(L_{ref})²	δ (mm)	Φ_{δ,yy}₋₆ (x10⁻⁶)
MP 2101	300	90.000	0,07	6,37681
MP 2102	300	90.000	0,07	6,14493
MP 2103	300	90.000	0,04	3,47826
MP 2104	300	90.000	0,06	5,21739
MP 2105	300	90.000	0,06	5,44928
MP 2106	300	90.000	0,04	3,5942
MP 2107	300	90.000	0,05	4,4058
MP 2108	300	90.000	0,04	3,5942
média	300	90.000	0,06	4,78261
s			0,01	1,17709
cv			23,4%	24,6%

A FIGURA 97 apresenta duas retas representativas da relação momento-curvatura obtidas a partir dos deslocamentos medidos nas paredinhas das séries 44i e 210i, durante o ensaio de flexão pura. Pôde-se observar que a curvatura das paredinhas da série 44i foi bem maior comparativamente à da série 210i.

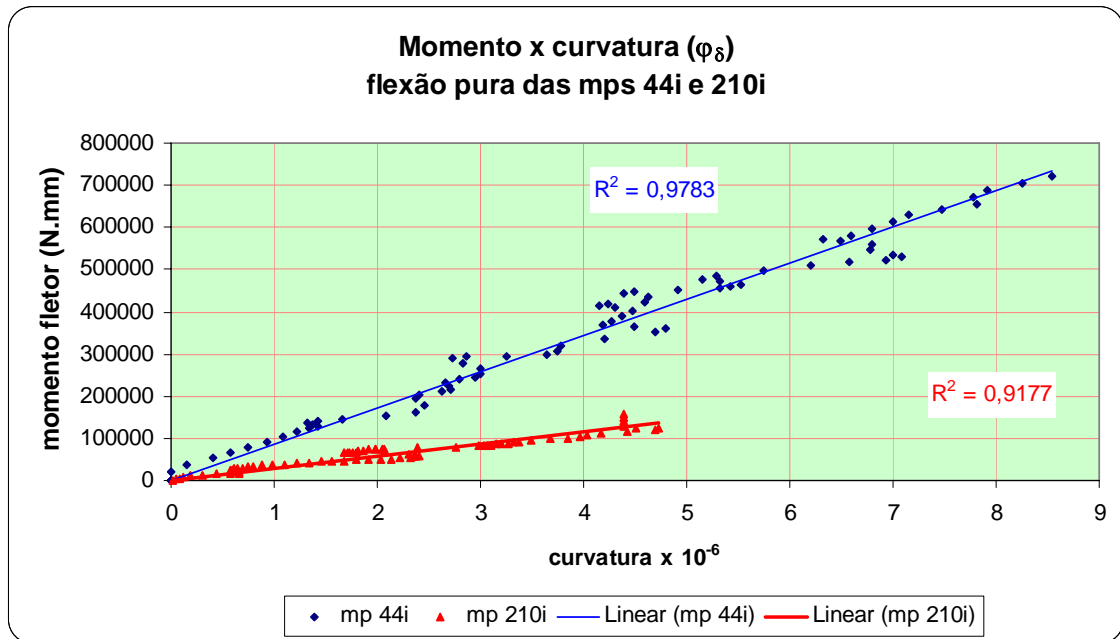


FIGURA 97 – Momento x curvatura típico para as mps 44i e 210i

7.2.2.6. Registros fotográficos de alguns detalhes das paredinhas ensaiadas

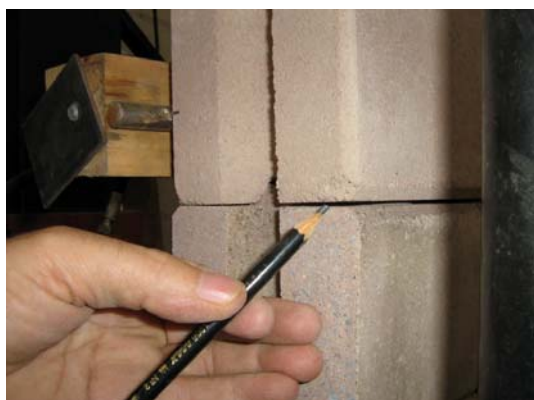
As fotos apresentadas na FIGURA 98 foram tiradas durante a execução dos ensaios com as paredinhas, e permitem visualizar melhor a maneira como os dispositivos de apoio e de aplicação das cargas foram utilizados:



(a) mp 441 antes do ensaio



(b) detalhes do ensaio da mp 441



(c) detalhe da ruptura da argamassa mp 210i



(d) junta rompida fora da flexão pura mp 44i

FIGURA 98 – Detalhes do ensaio de flexão nas paredinhas, antes e após a ruptura

Na FIGURA 98a, vêem-se o dispositivo de apoio numa das laterais da parede, e o relógio comparador instalado para medir os deslocamentos no centro da parede. Na FIGURA 98b, vêem-se o relógio comparador e os extensômetros elétricos instalados na face tracionada da parede. A FIGURA 98c apresenta uma junta aberta em uma das paredinhas da série 2x10; e a FIGURA 98d mostra a propagação de uma trinca em uma das paredinhas testas. Como esta trinca ficou fora da zona de flexão pura, este elemento da amostra foi descartado com o objetivo de atender ao que prevê a norma britânica BS 5628.

7.2.2.7. Comentários finais

Tomando a FIGURA 93 como referência, extrai-se dela a inclinação da reta que é o módulo de elasticidade que vale 1,9 GPa. Não sendo possível fazer um gráfico semelhante a este, para a série mp 210i, estaremos impedidos de relacionar os dois módulos a partir de gráficos semelhantes ao apresentado na FIGURA 93.

Pela Tabela 19 e Tabela 20, verificar-se que os módulos médios apresentados foram de 3,66 GPa e 0,65 GPa, para as paredinhas das séries 44i e 210i, respectivamente.

Comparando o módulo extraído da FIGURA 93 com o da Tabela 19, fica clara a grande diferença entre eles. Explica-se tal fato pela forma como se chegou aos dois valores. O gráfico foi construído a partir de valores médios de todos os deslocamentos de todas as paredinhas, e o valor da tabela foi obtido pela média dos módulos de todas as paredinhas, considerando-se somente os deslocamentos extremos. Como o segundo valor ao ser confrontado com outro valor obtido por outro método ficou mais próximo deste, credita-se que ele seja o melhor indicado para futuros cálculos.

Independente da discrepância verificada na comparação dos resultados pode-se afirmar que as paredinhas se comportaram como ortotrópicas em rigidez.

8

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão discutidos os resultados obtidos através dos ensaios programados, realizados e apresentados no capítulo 7. Nesta discussão, quando possível, os resultados serão comparados com os obtidos por outros pesquisadores com o objetivo de melhor consolidar os estudos aqui concluídos.

8.1- Características dimensionais dos blocos

Relativamente às características dimensionais dos blocos encaixáveis, aqui estudados, constata-se, através da Tabela 2, que a média de todas as dimensões estabeleceu-se abaixo de parâmetros internacionais para produtos industrializados de alto padrão de qualidade, caso a referência seja o coeficiente de variação da amostra, consoante GALLEGOS (1989). Pela mesma tabela, observa-se que a variabilidade, medida pelos coeficientes de variação, ficou compreendida entre 0,14% a 2,45%. Das 15 (quinze) dimensões verificadas, somente duas ficaram acima de 2,0%. As duas dimensões com maior variabilidade foram a profundidade da fêmea e a altura do macho. Deve-se ressaltar que, mesmo considerando altas as variabilidades nessas partes dos blocos, eles ainda apresentam resultados extremamente melhores, na comparação com qualquer bloco utilizado na construção civil brasileira. Confrontando os resultados dimensionais

com os prescritos na NBR 8042/1992 e EN 772-16/2000, pode-se considerar como de excelente qualidade os blocos encaixáveis este trabalho. A variabilidade encontrada nos blocos encaixáveis, em conjunto ou individualmente, ficou abaixo de 1 mm, enquanto as normas referidas, aceitam que esta variabilidade atinja 3 mm.

8.2- Blocos e prismas: resistências e absorções

8.2.1. Blocos isolados e sem argamassa

- nos ensaios de compressão em blocos isolados, TJ 110, sem argamassa nos furos menores, observou-se que a absorção média ficou próxima de 7% e que apresentou um coeficiente de variação de 16,1%. A absorção de água, abaixo dos 12% esperados, pode ter ocorrido pelo fato de o material ter sido mantido em câmara úmida e, provavelmente, porque a baixa URA não foi suficiente para uma saturação completa;
- antes da execução dos ensaios em paredinhas, separou-se uma amostra contendo 12 TJ 110, para que se avaliasse a absorção de água por vários processos tais como câmara úmida, imersão em água e imersão em banho-maria. Ao se aplicar estes processos, chegou-se à conclusão de que o método mais eficiente, que apresenta a menor variabilidade nos resultados, foi o de imersão em banho-maria. Estudou-se, ainda, o índice de retenção de água do bloco, encontrando-se o valor de $5,42 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{min}$. Este valor, segundo a BS 5628, não deve ser maior que $1,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$, o que ocorreu no caso em estudo. Razão pela qual seguiu-se a recomendação da norma de, em tal caso, deixar os blocos imersos em água por um período de 5 a 6 minutos, visando a que a sucção não afete a resistência e aderência da argamassa;
- a tensão de ruptura média dos blocos foi de 3,6 MPa, com um coeficiente de variação de 36%. A resistência obtida atende perfeitamente ao que estabelece a NBR 8492. Comparando a variabilidade ocorrida, com valores obtidos em ROTS (2004), pode-se afirmar que tais valores foram elevados;
- as linhas de fissuração ocorrentes em blocos isolados TJ 110 e TJ 111 apresentaram características comuns: (i) iniciaram sempre na parte inferior

do bloco; (ii) as fissuras aumentaram à medida que a carga se aproximou da ruptura e, (iii) de modo geral, quando o septo central fissurou, o bloco abriu-se e a carga limite foi atingida mais rapidamente. Com base na literatura consultada, pode-se dizer que estas foram constatações deste trabalho e não comparáveis a outros estudos. Estas são constatações específicas desta pesquisa que, até onde se verificou na literatura consultada, vão além de resultados apresentados por trabalhos congêneres realizados na área em que ela se delimita;

- a absorção média verificada para os TJ 111 foi de 12%, com um coeficiente de variação de 7,7%, considerado baixo, se comparado com os resultados já comentados, mas próximos e adequados se comparados com os resultados de MOHAMAD (2007). A tensão média de compressão ficou em torno de 2,33 MPa, com uma variabilidade de 20%. Esta variabilidade aproxima-se dos níveis mínimos aceitáveis, de acordo o trabalho de ROTS (2004);
- no ensaio de tração direta no TJ 111, verificou-se que as dimensões e a massa do meio bloco apresentaram uma baixa variabilidade, levando-se em conta que, segundo LOURENÇO (1997) e DUARTE (1993), o ensaio de tração direta é fácil de ser executado, porém, sempre apresenta alta variabilidade nos seus resultados. A resistência média à tração direta (resistência à tração do septo) de 0,40 MPa, com um coeficiente de variação de 18%, pode ser aceitável e próxima aos níveis mínimos, segundo ROTS (2004).

8.2.2. Prismas sem e com argamassa de injeção

- quando foram ensaiados prismas para a determinação do módulo de elasticidade, aproveitou-se o ensaio para, a partir dos resultados colhidos, verificar a relação entre a resistência à compressão e resistência à tração no septo, tendo-se encontrado um valor próximo de 5 vezes. É importante destacar que esta resistência à tração não é direta, pois o bloco objeto das medições encontrava-se comprimido e confinado entre dois outros;
- observando os resultados apresentados na Tabela 11, verifica-se que a tensão de compressão média nos prismas, sem argamassa nos furos

menores, está próxima de 2,1 MPa, e que a variabilidade obtida foi de 11,5%. A absorção média ficou próxima de 13 %, com um coeficiente de variação baixo, de 5,3%, se confrontados com ASSIS (2005) e MOHAMAD (2007);

- a variabilidade das cargas de fissuração, que foi igual a 29,2%, pode ser considerada alta. A carga de fissuração média ficou em torno de 74% da carga média de ruptura. Observando-se todos os prismas ensaiados, não se verificou uma tipologia de fissuras que servisse como padrão de fissuração para os mesmos;
- nos ensaios dos prismas com argamassa nos furos centrais menores, verificou-se que a tensão normal média máxima ficou próxima de 2,2 MPa (um pouco maior que a ocorrida nos prismas sem argamassa) e que o coeficiente de variação ficou próximo de 18%. A variabilidade da carga média de fissuração foi de 41%, muito alta se comparada com o resultado obtido nos prismas sem argamassa, que foi de 29%. Os coeficientes de variação acima de 30% são considerados altos, segundo GALLEGOS (1989);
- comparando-se as cargas de fissuração e de ruptura, percebeu-se que a primeira foi 54% da segunda. O aumento da variabilidade nos resultados pode estar relacionado com a argamassa confinada que, segundo ABDON et al. (2004), apresenta um coeficiente de Poisson variável durante a compressão, o que produz o efeito conhecido como barrilamento, favorecendo a ruptura do septo do bloco, pela expansão da argamassa comprimida. A FIGURA 99 ilustra a expansão lateral da argamassa;

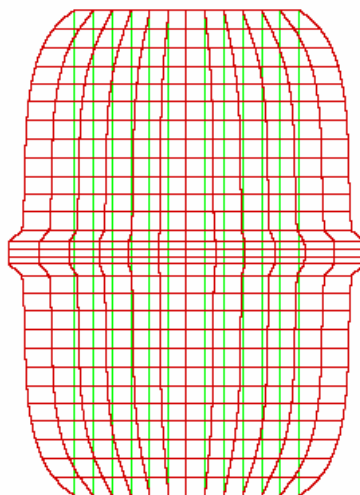


FIGURA 99 – Efeito da mudança do coeficiente de Poisson de argamassa confinada. Fonte: ABDYOU et al. (2004)

- se comparadas com as ocorridas por compressão, as rupturas por tração não se mostraram tão uniformes neste trabalho, mas se configurando como as obtidas por ROTS (2004);
- tomando-se os ensaios aqui apresentados relativamente aos prismas, é mister destacar que: (i) as fissuras verticais próximas ao furo central apresentaram alguma semelhança e, (ii) na maioria dos ensaios, ao colapso do prisma correspondeu o aparecimento da fissura no septo externo, como, confirmado por ASSIS (2001). Como destacam FRANCO (1988) e VERMELTFOORT (2004), é importante observar que, na alvenaria tradicional, os tijolos vazados ou maciços fissuram por tração, durante o esforço de compressão. Pode-se concluir que este mesmo efeito ocorre com os blocos encaixáveis aqui pesquisados.

8.3- Argamassa de injeção

- Segundo a BS 5628, a resistência à compressão aos 28 dias da argamassa tipo II deve apresentar um valor mínimo de 6,5 MPa. Esta norma não faz nenhuma alusão à fluidez nem ao fator água/cimento (a/c). A argamassa utilizada neste trabalho foi avaliada e, apresentando o valor 7 MPa para a resistência à compressão, foi considerada satisfatória. A resistência à tração diametral também foi avaliada, tendo-se obtido o valor médio de 1,21 MPa, aos 28 dias. Segundo MOHAMAD (2007), é possível obter a

resistência à tração de bloco de concreto a partir: (i) de expressão que relaciona a tensão de tração na flexão com a tração indireta ou diametral, e (ii) da resistência à compressão do bloco, utilizando-se a expressão $f_t = 0,41\sqrt{f_b}$. Substituindo-se os valores encontrados neste trabalho na referida expressão, chega-se ao valor de 1,08 MPa para a argamassa e 0,77 MPa para o bloco. Isto poderia nos induzir a adotar esta expressão como válida também para este estudo. No entanto, considera-se prematura esta decisão que precisa ser mais bem fundamentada por estudos a serem realizados em outro momento.

8.4- Módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson de blocos e prismas

- o módulo de elasticidade pesquisado a partir do prisma de base retangular (PBR) apresentou o valor de 5,5 GPa. Consultando a literatura não se encontrou esta característica para ser comparada com os valores aqui obtidos;
- o módulo de elasticidade obtido a partir do ensaio de prisma, apresentou o valor de 5,9 GPa, com um R^2 próximo de 1, o que indica uma baixa variabilidades dos resultados. Com os resultados deste ensaio obteve-se, ainda, o coeficiente de Poisson igual a 0,15. Aplicando-se a expressão

$$\nu = 0,078e^{2,1532 \cdot (f_{bt}/f_b)},$$

como recomenda MOHAMAD (2007), para blocos de concreto, obtém-se, para os blocos aqui pesquisados, o valor de 0,12. Não se pode afirmar que esta expressão possa ser aplicada para o solo-cimento, mas pode-se dizer que o resultado obtido pela expressão não se afasta muito do valor aqui encontrado. Caberia, num outro estudo, encontrar uma expressão específica para blocos de solo-cimento, além disto, acredita-se que este resultado seja relevante para a comunidade científica, uma vez que, na literatura sobre o assunto, não se encontram valores que, para efeito de avaliação, possam ser comparados com os que aqui se apresenta;

- o coeficiente de Poisson médio encontrado, utilizando-se o prisma de base retangular (PBR) extraído de blocos-padrão foi de 0,16.

8.5- Paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento

8.5.1. Cargas, deslocamentos e fissuras

- observou-se que, nas paredinhas da série 2x10 os blocos se deslocaram como um corpo rígido, razão pela qual não apresentaram deformações;
- a ruptura típica das paredinhas da série 4x4 foi vertical, e próxima do centro do bloco. O bloco rompido, usualmente, foi o mais próximo da aplicação da carga. Este fato pode estar relacionado com a concentração de tensões pela carga concentrada. Esta forma de ruptura pode ser comparada com o trabalho de HANSEN (1999), que estudou paredes compostas por tijolos aplicados em qualquer alvenaria tradicional;
- na série 2x10, a junta aberta pela carga máxima ocorreu imediatamente abaixo da linha de carregamento. Em algumas paredinhas desta série a junta aberta ficou fora das cargas (neste caso, todas foram descartadas). Observando o trabalho de HANSEN (1999) nota-se que a ruptura em parede de alvenaria tradicional submetida a momento paralelo às juntas de assentamento, ocorre quase que paralela à junta horizontal, podendo ser no tijolo/bloco ou na argamassa. No caso em estudo, como não há argamassa na horizontal e sim na vertical, nos pequenos furos, a junta aberta se assemelha ao que ocorre numa alvenaria tradicional, após a ruptura da interface;
- para a série 2x10 os deslocamentos mínimo e máximo foram 0,30 mm e 0,55 mm, respectivamente. As cargas últimas, limites mínimo e máximo, foram 540 N e 1.079 N, respectivamente. Para a série 4x4 os deslocamentos mínimo e máximo foram 0,10 mm e 0,57 mm, respectivamente. As cargas últimas, limites mínimo e máximo, foram 4.022 N e 5.592 N, respectivamente;
- as razões L/δ_{cent} obtidas nas duas séries de paredinhas foram, para as mp 44i, no mínimo 1.351 e, no máximo 7.700; e, para as mp 210i, no mínimo 1.636 e, no máximo, 3.000;

- observando as paredinhas ensaiadas, verificou-se que, para a série 4x4, as trincas ocorreram, quase na totalidade dos ensaios, no centro do primeiro bloco mais próximo da carga aplicada e para a série 2x10, não foi observada nenhuma trinca nos blocos constituintes das paredinhas. Nestas paredinhas, o que rompeu foi o cilindro de argamassa, confeccionado durante a sua construção. Na maioria das vezes, as juntas que se abriam estavam imediatamente abaixo da carga aplicada. Este fato pode estar relacionado à menor compressão (peso próprio dos blocos acima do plano da abertura) na faixa de flexão em que houve a ruptura; e
- vários dos valores aqui obtidos não podem ser comparados com outros trabalhos, por não se ter estudos assemelhados e em blocos de encaixe. Não foi possível cotejar muitos dos resultados aqui apresentados, com os obtidos por outros pesquisadores, por não se ter encontrado tais valores na literatura consultada. Por esta razão, acredita-se que os valores aqui apresentados poderão, no futuro, ser de grande valia para comparações em pesquisas semelhantes.

8.5.2. Resistência à tração na flexão

- a resistência à flexão pura obtida nos ensaios das paredinhas foi: (i) para a série mp 44i $f_{kx}=0,67$ MPa (paralela às juntas horizontais); e (ii) para a série mp 210i $f_{ky}=0,09$ MPa (perpendicular às juntas horizontais). Segundo a pr EN 1015-11/1999, pode-se comparar a resistência à tração direta com a resistência à tração na flexão, usando a expressão $f_{bt} = 0,58.f_{kx}$. Aplicando o valor de 0,67 MPa na expressão, obtém-se uma tensão de tração direta de 0,39, o que sugere a possibilidade de se utilizar esta expressão também para o solo-cimento;
- comparando os resultados apresentados acima com os da tabela 3 da BS 5628, tijolos cerâmicos com absorção maior que 12%, para argamassa tipo II, nota-se que todos os dois valores estão abaixo dos recomendados que são 0,90 MPa e 0,30 MPa, respectivamente. Porém, a mesma norma recomenda utilizar os resultados de ensaios quando o material não se enquadra nela. Segundo o item 19.1 da BS 5628, os valores recomendados para a resistência à tração na flexão, para projeto, a critério do projetista,

podem ser os tabelados, desde que divididos por dois. Sendo assim, o primeiro será 0,45 MPa (paralela às juntas) e o segundo 0,15 MPa (perpendicular às juntas). Comparando-se as resistências características obtidas com os valores recomendados pela norma britânica, observa-se que: (i) para a série 44i, a resistência é 48% maior; e (ii) para a série 210i, a resistência é 40% menor. Como conclusão final, à luz da BS 5628, pode-se afirmar que as resistências à tração na flexão, para paredes com blocos encaixáveis, como os estudados nesta pesquisa, são comparáveis às das alvenarias tradicionais de tijolos cerâmicos.

8.5.3. Módulos de elasticidade

- o módulo de elasticidade das paredinhas foi obtido de dois modos. O primeiro, utilizando a relação *carga vs deslocamento*, indicou um módulo médio $E_{\delta,xx} = 3.658$ MPa, com um coeficiente de variação da ordem de 41%, e um módulo médio $E_{\delta,yy} = 645$ MPa, com um coeficiente de variação da ordem de 29%. Estes valores foram obtidos para a série 4x4 e 2x10, respectivamente. O segundo, utilizando a relação *tensão vs deformação*, indicou que o único módulo de elasticidade possível de se determinar foi o relacionado à série mp 4x4, o qual apresentou o valor $E_{\epsilon,xx} = 3.424$ MPa, com um coeficiente de variação próximo de 36%. Consultando a literatura, chegou-se à conclusão de que a variabilidade dos módulos de elasticidade aqui estudados poderia ser menor se comparada com os 13% de MOHAMAD (2007);
- como se observou, os módulos em xx e yy mostraram-se bastante diferentes, o que sugere que as paredes compostas com blocos encaixáveis comportam-se como ortotrópicas em relação à rigidez.

9

PAINÉIS SUJEITOS A CARREGAMENTOS LATERAIS

9.1- Introdução

A partir de vários trabalhos de pesquisa relacionados a carregamentos laterais, tais como HENDRY (1975), SINHA (1978), SINHA et. al. (1979), SINHA (1980), MORTON (1986), DUARTE (1993), HANSEN (1999) e DOHERTY et. al. (2002), foi possível constatar que independente da alvenaria, tradicional ou com blocos encaixáveis, um painel típico de alvenaria que suporta cargas laterais pode ser dividido em dois tipos, o capaz: (i) de resistir à pressão horizontal (vento, empuxo); e (ii) de resistir a efeitos de explosão. Estes painéis podem ser classificados como:

- Painéis com pré-compressão, ou seja, painéis sujeitos a cargas verticais e horizontais; e
- Painéis sem pré-compressão, isto é, painéis sujeitos ao peso próprio e a cargas laterais.

9.2- Painéis sujeitos a carregamento lateral

9.2.1. Painéis sob pré-compressão

A capacidade resistente destes painéis para cargas laterais depende dos seguintes fatores: (i) resistência à tração na flexão; (ii) pré-compressão inicial; (iii) rigidez do conjunto da construção; e (iv) condições de contorno do painel.

9.2.2. Resistência à tração na flexão

Painéis de alvenaria são usados nas construções e podem receber cargas laterais de vento. Alguma estabilidade é devida ao peso próprio da parede, mas nem sempre este esforço é suficiente para combater a tensão de tração devida ao efeito da carga lateral. A resistência à tração na flexão nas alvenarias, normal às juntas de assentamento, é considerada baixa, por vários pesquisadores, mesmo para aquelas consideradas tradicionais, e por esta razão às vezes são ignoradas, quando do projeto de painéis com pré-compressão e cargas laterais.

A resistência à tração na flexão em painéis compostos de blocos encaixáveis foi objeto de estudo desta tese e os valores já foram apresentados e comentados. A resistência perpendicular às juntas de assentamento não atingiram os níveis obtidos nas alvenarias tradicionais, como era de se esperar, porém não podem ser considerados de valor nulo. Como dito anteriormente, as resistências perpendiculares às juntas de assentamento foram mais baixas que as das alvenarias tradicionais, principalmente por que elas estão vinculadas diretamente à resistência à tração da argamassa de injeção nos furos verticais dos blocos.

9.2.3. Propriedades da alvenaria – tensão e deformação

Segundo SINHA et al. (2005), a alvenaria é geralmente tratada como um material linearmente elástico, porém, ensaios já realizados indicaram que a relação entre tensão e deformação é aproximadamente parabólica. Sob condições de serviço, a alvenaria atinge a carga última, somente numa parte dela e, portanto a hipótese de tensão x deformação linear é aceitável para o cálculo de deformações estruturais normais.

Várias fórmulas têm sido sugeridas para a determinação do módulo de Young. Este parâmetro é variável e dependente do corpo-de-prova, mas como uma aproximação é

aceitável tomá-lo como $E = 700.\sigma_c$, em que a tensão indicada é a resistência à compressão sem flambagem, da alvenaria. Este valor, de modo geral está abaixo de 75% da resistência última. No caso específico desta tese esta sugestão não será seguida por que os ensaios foram realizados e os módulos de Young foram obtidos e aplicados em vários momentos.

9.2.4. Condições de contorno do painel

Na prática, os painéis de alvenaria estrutural são apoiados na base e no topo e em alguns casos melhoram a sua capacidade resistente com a adição de paredes de retorno, as quais podem ser entendidas como contrafortes. Estes painéis de retorno podem dar uma resistência extra, dependendo do índice ou fator de forma que é obtido pela relação entre a altura (H) e o comprimento (L) do painel, da resistência à tração do bloco/tijolo e do número de paredes de retorno.

9.3- Teoria aproximada para análise da carga lateral em paredes sujeitas a pré-compressão com e sem parede de retorno

9.3.1. Painéis sem parede de retorno

A partir das pesquisas acima indicados, observa-se que a maioria dos trabalhos partiu dos estudos de HENDRY e SINHA (1975). Utilizando o método aproximado desenvolvido por eles e, considerando as hipóteses básicas a seguir, é possível analisar este tipo de painel sob cargas horizontais.

Hipóteses básicas:

Os deslocamentos elásticos dos apoios da parede são ignorados; e

falhas ocorrem através de trincas horizontais, no topo, no centro e na base da parede.

A carga horizontal atuante na parede entre a metade da altura e o topo dela pode ser:

$$q_o = 8.\sigma.t(t - a) / H^2 \quad (24)$$

Em que, σ é a tensão devida à pré-compressão, a é o deslocamento horizontal no centro da parede, t é a espessura e H é a altura da parede. Se as tensões de compressão forem consideradas constantes em toda a falha da parede, a deve ser tomado como zero. Se a

pré-compressão aumentar na parede com a elevação da construção, isto possibilitará a uma redução de ($t-a$) e a um aumento da pressão resistente máxima.

9.3.2. Painéis com parede de retorno

Neste caso, parte da pressão lateral é transmitida para o retorno, introduzindo nele tensões de flexão.

Pela análise simplificada de HENDRY e SINHA (1975), considera-se que o retorno não falha e que as linhas de fratura fazem um ângulo de 45° com a parede de retorno.

Para uma parede com um retorno, a carga máxima horizontal será:

$$q_1 = \frac{8.\sigma.t^2}{H^2\left(1 - \frac{1}{3\alpha}\right)} \quad (25)$$

em que: $\alpha = L/H \geq 0,5$

E para a parede com dois retornos, a carga lateral máxima será:

$$q_2 = \frac{8.\sigma.t^2}{H^2\left(1 - \frac{2}{3\alpha}\right)} \quad (26)$$

em que: $\alpha = L/H \geq 1,0$

Aplicando a equação (24) nas equações (25) e (26), vem:

$$q_1 = \frac{3.\alpha.q_o}{(3.\alpha - 1)} \quad (27)$$

$$q_2 = \frac{3.\alpha.q_o}{(3.\alpha - 2)} \quad (28)$$

9.4- Painéis flexionados em uma ou duas direções ortogonais

A FIGURA 100 mostra um painel genérico representando simbolicamente uma parede ou paredinha, com a indicação dos eixos x, y e z, que serão utilizados nas expressões a seguir.

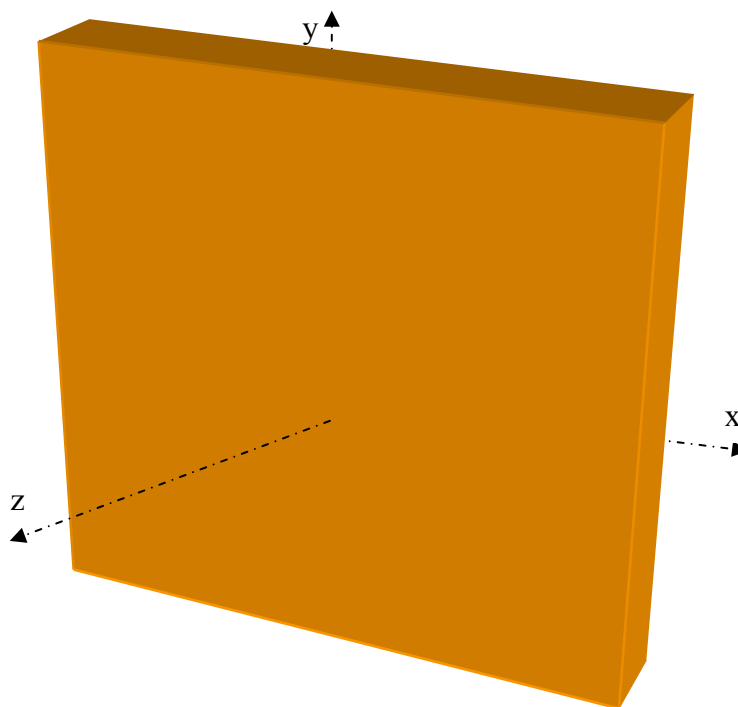


FIGURA 100 – Painel genérico com a indicação dos eixos x, y e z

9.4.1. Painéis de alvenaria estendidos horizontal e verticalmente

Os momentos máximos por unidade de comprimento para uma parede (painel) com carga lateral uniformemente distribuída, podem ser expressos, relativamente ao eixo y, perpendicular ao eixo de assentamento das fiadas.

Para um painel estendido horizontalmente, o seu momento será:

$$M_y = wL^2 / 8 \quad (29)$$

Mutatis mutandi, para um painel estendido verticalmente, o seu momento será paralelo ao eixo de assentamento das fiadas:

$$M_x = wH^2 / 8 \quad (30)$$

Em que:

M_y momento atuante no eixo y

M_x momento atuante no eixo x

W carga uniformemente distribuída, aplicada perpendicularmente ao plano da parede/painel

H altura da parede/painel

L comprimento da parede/painel

A FIGURA 101 apresenta um painel submetido a carga distribuída aplicada perpendicular ao plano xy , e detalhes em cortes transversal e longitudinal.

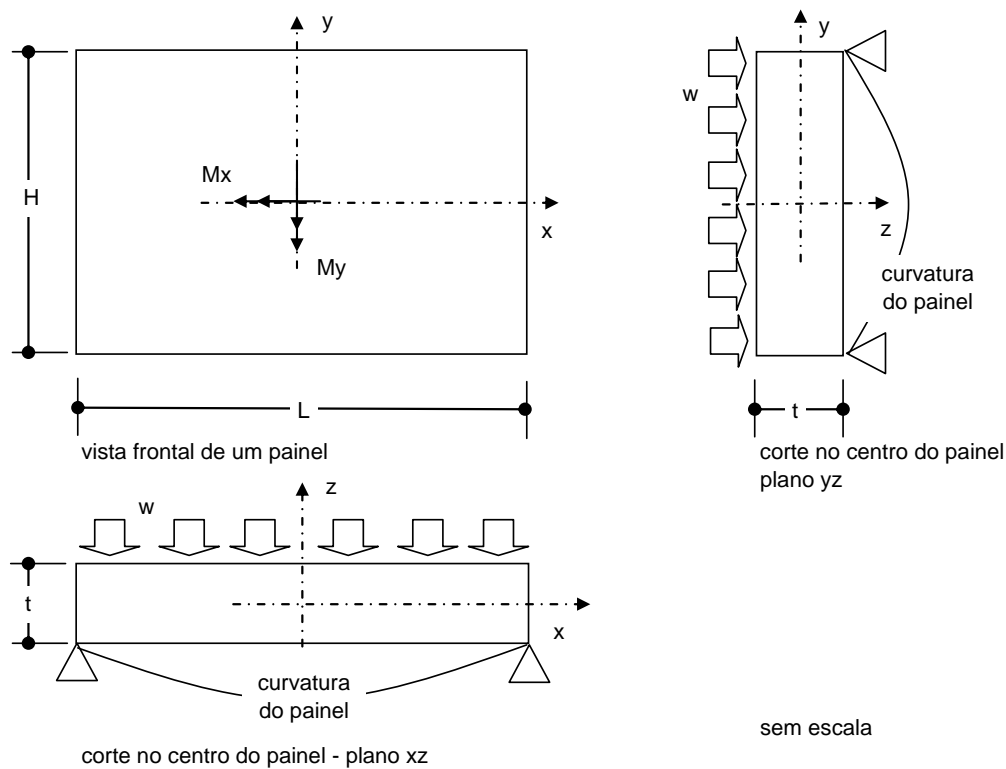


FIGURA 101 – Desenho esquemático de um painel genérico sob carga distribuída aplicada perpendicularmente ao plano xy

Similarmente, os momentos resistentes por unidade de comprimento, dos painéis, calculados a partir das resistências à tração na flexão, são respectivamente:

$$M_y = f_{tx} \cdot Z_y \quad (31)$$

$$M_x = f_{ty} \cdot Z_x \quad (32)$$

Em que:

f_{tx} resistência à tração na flexão na direção paralela às juntas de assentamento

f_{ty} resistência à tração na flexão na direção perpendicular às juntas de assentamento

Z_y módulo resistente relativo ao eixo y

Z_x módulo resistente relativo ao eixo x

No caso do estado limite de projeto, os momentos de flexão de projeto nas duas direções ortogonais serão:

$$M_y = w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 / 8 \quad (33)$$

$$M_x = w_k \cdot \gamma_f \cdot H^2 / 8 \quad (34)$$

Em que:

w_k carga horizontal característica

γ_f fator de segurança para a carga

Os momentos resistentes do painel, relativamente aos eixos vertical e horizontal, segundo a norma britânica BS 5628, serão:

$$M_{dy} = f_{kx} \cdot Z_y / \gamma_m \quad (35)$$

$$M_{dx} = f_{ky} \cdot Z_x / \gamma_m \quad (36)$$

Em que:

M_d momento resistente de projeto

γ_m fator de segurança dependente do controle de qualidade da construção

f_{kx} tensão de tração característica na direção paralela às juntas de assentamento

f_{ky} tensão de tração característica na direção perpendicular às juntas de assentamento

9.4.1.1. Exemplos de determinação da carga horizontal

A seguir serão apresentados cálculos para a determinação da carga lateral em painéis compostos com blocos encaixáveis, considerando os resultados obtidos nesta tese.

A intenção com a incorporação deste item nesta tese foi para orientar a projetistas como podem ser utilizados os dados aqui obtidos.

Ex. 01 – Um painel retangular com 2,6 m de altura deve ser projetado, utilizando-se blocos encaixáveis como os aqui pesquisados. A parede é de fechamento e não tem função estrutural. A parede será isenta de retornos e como as bordas verticais não são apoiadas, ela se *estende verticalmente*. As condições de contorno inferior e superior serão do tipo apoio simples. A argamassa utilizada para a injeção dos furos menores será a mesma aqui estudada. Obter a pressão de vento de projeto w_k , que pode ser resistida por este painel.

As duas equações básicas para a solução deste problema são:

$$M = \alpha \cdot \gamma_f \cdot w_k \cdot L^2$$

Em que:

- M é o momento de projeto
- α é o coeficiente de momento fletor
- γ_f é o fator de segurança para o carregamento
- w_k é a carga característica de vento
- L é o vão entre os apoios

$$M_d = \frac{f_{ky} Z}{\gamma_m}$$

Em que:

- M_d é o momento resistente de projeto
- f_{ky} é a tensão de tração característica
- Z é o módulo de resistência da seção transversal
- γ_m é o fator de segurança para o material

Dados gerais para este problema		
α	0,125	para o caso de apoio simples (1/8)
γ_f	1,2	painéis em que a falha não afeta a estabilidade estrutural
L	2,6 m	como o painel se estende verticalmente L é a altura dele
f_{ky}	0,09 MPa	resultado obtido neste trabalho, para a direção mais fraca
γ_m	3,5	Controle normal para a fabricação e construção

$$Z = 1000 \frac{110^2}{6} = 2,017 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_d = \frac{0,09 \times 2,017 \times 10^6}{3,5} = 0,05 \text{ kN.m/m}$$

Igualando M_d com M , obtém-se a carga característica de vento:

$$w_k = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

Com este valor de w_k , obtém-se a velocidade de vento equivalente e igual a 10,8 m/s.

Se o desejo fosse utilizar este painel na região de BH, não seria possível, pois esta velocidade está bem abaixo da mínima exigida para a região.

Opção 2 (como estudo de alternativa)

Diminuindo o fator de minoração γ_m para 2,5 (controle especial de qualidade, na fabricação e na construção) e mantendo todos os outros dados, chega-se a:

$$M_d = 0,07 \text{ kN.m/m}$$

$$w_k = 0,07 \text{ kN/m}^2$$

$$V = 12,8 \text{ m/s}$$

Ainda assim, esta velocidade de vento está muito abaixo das utilizadas em todas as regiões brasileiras, concluindo-se, portanto que este painel não pode ser utilizado nestas regiões.

Ex. 02 – Como foi observado no problema anterior, mesmo com a melhoria da qualidade do produto e do processo de construção, não seria possível utilizar esta parede com o vão indicado. Como mais uma alternativa, vai-se levar em conta o efeito do peso próprio da parede e manter inicialmente o controle normal para o produto e a construção.

O peso próprio para esta parede com 110 mm de espessura será considerado igual a 1,82 kN/m².

A resistência característica pode ser modificada a partir do peso próprio e será:

$$f_{k_y, \text{mod}} = f_{k_y} + g_d$$

em que:

$f_{ky \text{ mod}}$ é a resistência característica modificada

g_d é o incremento dado pelo efeito do peso próprio

Como para este caso de parede, estendida verticalmente, a linha de ruptura é central, o peso próprio será considerado de somente a metade da altura da parede.

$$\text{Carga vertical} = 1,3 \times 1,82 = 2,37 \text{ kN/m}$$

$$\text{A carga vertical de projeto será} = 2,37 \times 0,9 = 2,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{A tensão devida à carga vertical de projeto será} = 2,13/0,11 = 0,02 \text{ N/mm}^2$$

Portanto:

$$f_{ky \text{ mod}} = 0,09 + 0,02 = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = 0,06 \text{ kN.m/m (um acréscimo de 20\%)}$$

$$w_k = 0,06 \text{ kN/m}^2$$

$$V = 11,8 \text{ m/s}$$

Opção 02

Considerando $\gamma_m = 2,5$ (controle especial de qualidade, na fabricação e na construção) e mantendo todos os outros dados, conclui-se que:

$$M_d = 0,09 \text{ kN.m/m (um novo acréscimo de 50\%, pelo fato do controle de qualidade)}$$

$$w_k = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

$$V = 14,4 \text{ m/s}$$

Mesmo com os incrementos conseguidos, a velocidade de vento está muito abaixo das recomendadas para o Brasil.

Vale ressaltar, que ***nem as paredes de alvenarias consideradas tradicionais***, com o f_{kx} limite de norma e igual a 0,3 MPa poderiam ser construídas, pois a velocidade de vento chegaria a um máximo de 26,2 m/s.

Ex. 03 – Considere agora, que o painel retangular com 2,6 m de largura deve ser projetado, utilizando-se blocos encaixáveis como os aqui pesquisados. A parede é de fechamento e não tem função estrutural e com as bordas de topo e inferior livres, portanto, estendendo-se horizontalmente. As condições de contorno nos apoios verticais

serão do tipo simples. A argamassa utilizada para a injeção dos furos menores será a mesma aqui estudada. Determinar a pressão de vento de projeto w_k , que pode ser resistida por este painel. Neste caso a flexão ocorrerá em torno de yy e, portanto com a resistência à tração na flexão na direção mais forte. Sendo assim, $f_{kx} = 0,63$ MPa, como estudada e indicada neste trabalho.

Utilizando as expressões abaixo, encontrar-se-á o momento de projeto e o momento resistente de projeto. A partir da igualdade dos dois momentos encontra-se a carga de vento característica.

$$M = \alpha \cdot \gamma_f \cdot w_k \cdot L^2$$

$$M_d = \frac{f_{kx} Z}{\gamma_m}$$

$$0,125 \cdot 1,2 \cdot w_k \cdot 2,6^2 = 0,63 \cdot 2,017 \times 10^6 / 3,5$$

Desta igualdade acima, chega-se que $w_k = 0,36$ kN/m²

A partir deste valor obtém-se a velocidade de vento de aproximadamente 28,7 m/s.

Opção 02

Adotando a mesma resistência à tração e um controle de qualidade especial para a fabricação e construção ($\gamma_m=2,5$) chega-se a uma pressão de vento de 0,53 kN/m² e conseqüentemente a uma velocidade de vento de aproximadamente 35,1 m/s.

Nestas condições é possível construir-se este painel na região da grande Belo Horizonte.

9.4.2. Painéis apoiados em mais de dois lados e com várias condições de contorno

A análise de cargas laterais em painéis de alvenaria com várias condições de contorno é muito complexa, pois as alvenarias apresentam diferentes propriedades como resistência e rigidez nas duas direções ortogonais.

A norma inglesa BS 5628, concebida para cálculos no estado limite, recomenda o uso de coeficientes de momento fletor para painéis carregados lateralmente. Considerando estritamente a análise via linha de escoamento, é possível aplicar esta teoria a lajes de concreto subarmadas, com várias condições de contorno. Porém, não se pode fazer o mesmo para material frágil como é o caso de painéis de alvenaria. Comparando resultados de ensaios com os derivados da análise da linha de escoamento, este método

superestima a carga de ruptura nos painéis de alvenaria onde o índice de ortogonalidade (f_{tx}/f_{ty}) é interpretado como o índice de ortotropia de resistência, segundo SINHA (1980).

Como dito anteriormente, as alvenarias apresentam resistência e rigidez diferentes nas duas direções ortogonais. Por isto, um método simplificado para projetos, baseado na linha de fratura que considera estas ortotropias é apresentado abaixo. Segundo SINHA (2005), este método tem sido aplicado para prever a carga de ruptura em painéis retangulares, retangulares com abertura, octogonais e triangulares com várias condições de contorno.

9.4.3. Análise das linhas de fratura

A análise das linhas de fratura é um método de projeto para determinar a carga uniformemente distribuída, última, a ser aplicada no painel, perpendicularmente ao seu plano vertical. Tal método foi detalhado por SINHA (1978, 1980, 2005).

Hipóteses



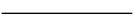
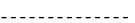
As deformações ocorrem somente ao longo das linhas de fratura, e as partes individuais do painel giram como corpos rígidos. A distribuição da carga varia de acordo com a rigidez nas respectivas direções. As linhas de fratura desenvolvem-se somente quando os limites de resistência são atingidos, simultaneamente nas duas direções.

Para exemplificar, considere as linhas de fratura idealizadas para um painel retangular com duas bordas simplesmente apoiadas e as outras duas sobre apoios contínuos. Cada porção do painel dividida pelas linhas de fratura está em equilíbrio, considerando as ações externas e as forças reativas ao longo das linhas de fratura e apoios.

Considerando a simetria existente, somente as partes 1 e 2, indicadas na FIGURA 102, serão consideradas.

Todas as expressões a seguir apresentadas foram desenvolvidas e indicadas no trabalho de SINHA (1980) e estarão relacionadas com a FIGURA 102.

Notações:

	apoio simples
	apoio contínuo
	linha de fratura positiva
	linha de fratura negativa
m	momento de ruptura/comprimento unitário paralelo à junta de assentamento
μm	momento de ruptura/comprimento unitário normal à junta de assentamento
ν_x e ν_y	coeficientes de Poisson relativos a x e y

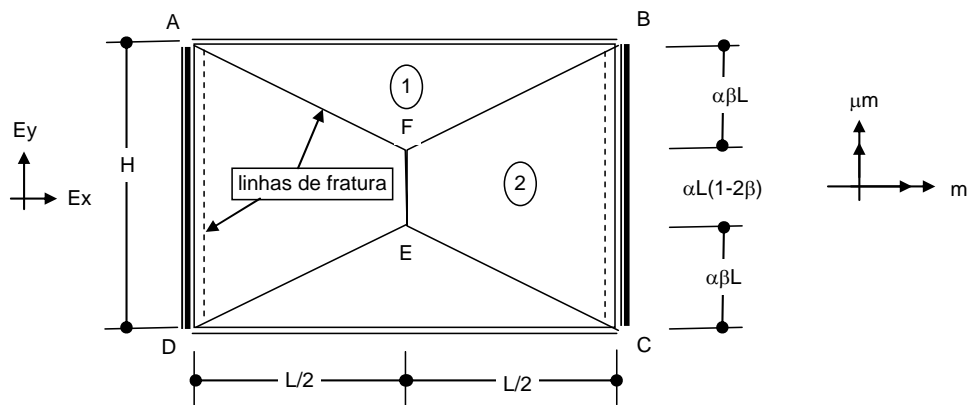


FIGURA 102 – Linhas de fratura idealizadas para um painel quadriapoado

Considerando o triângulo AFB:

A carga em AFB (parte 1) é igual a $\frac{1}{2} w \cdot \beta \cdot \alpha \cdot L^2$ e o seu momento ao longo de AB é

$\frac{1}{2} w \cdot \beta \cdot \alpha \cdot L^2 \left(\beta \cdot \alpha \cdot \frac{L}{3} \right)$ (tomando o CG igual a 1/3 da altura). Deste modo, o momento

pode resultar na seguinte expressão:

$$\frac{1}{6} w \cdot \beta^2 \cdot \alpha^2 \cdot L^3 \quad (37)$$

Por equilíbrio:

$$\frac{1}{6}w\beta^2\alpha^2L^3 = mL \quad (38)$$

ou

$$\frac{1}{6}w\beta\alpha^2L^2 = \frac{m}{\beta} \quad (39)$$

Similarmente, para AFED (parte 2), segundo SINHA (1980), chega-se à seguinte expressão:

$$\frac{wL^2}{12}(1,5 - 2\beta) = \frac{2\mu m}{k} \quad (40)$$

ou

$$\frac{w\alpha^2L^2}{6}(1,5 - 2\beta) = \frac{4\alpha^2\mu m}{k} \quad (41)$$

Em que:

α é a relação entre H/L, também conhecida como índice ou fator de forma

k é a relação entre os módulos de elasticidades E_x/E_y

μ é a relação entre as tensões de tração f_{tx}/f_{ty}

β é um fator

Das equações (39) e (41), tem-se:

$$\frac{w\alpha^2L^2}{6}(1,5\beta - \beta^2) = m \left[1 + \left(\frac{4\alpha^2 \cdot \beta \cdot \mu}{k} \right) \right] \quad (42)$$

Explicitando o momento, a expressão se transforma em:

$$m = \frac{w\alpha^2L^2}{6} \left[\frac{1,5\beta - \beta^2}{1 + \frac{4\alpha^2\beta\mu}{k}} \right] \quad (43)$$

Para obter a carga de colapso mínima ou o máximo valor do momento m , basta igualar a zero a primeira derivada do momento em relação a β .

Assim sendo:

$$\beta = \frac{k}{4\alpha^2\mu} \left[\sqrt{\frac{6\alpha^2\mu}{k} + 1} - 1 \right] \quad (44)$$

Para um painel particular, o modelo de fratura que fornece a carga de colapso mais baixa deve ser tomada como carga de ruptura. Os valores de m e β para painéis de diferentes condições de contorno podem ser extraídos do apêndice A do trabalho de SINHA (1980).

9.4.4. Coeficientes de momento de flexão das normas BS 5628 e EC 6 para a análise das linhas de fratura

O método das linhas de fratura tem sido recomendado para análise de projetistas que se utilizam dos coeficientes da BS 5628. Nesta norma, o coeficiente de momento de flexão encontrado é μm . Ele é utilizado para obter os momentos atuantes paralelo e perpendicularmente às juntas de assentamento.

O coeficiente ortogonal na BS 5628 é dado pela relação entre as resistências normal e paralela às juntas de assentamento.

Portanto este índice de ortotropia é menor que 1 (um), mas no presente texto esta ortotropia é o inverso desse índice.

Os coeficientes da norma BS 5628 podem ser verificados, substituindo-se $k=1$ (painéis isotrópicos) nas equações (44) e (43), de β e m respectivamente. Multiplicando-se o valor de m pela ortotropia do painel, obtém-se o coeficiente dado na tabela da BS 5628, que é o μm , de acordo com a análise das linhas de fratura, mas para um material isotrópico em termos de rigidez.

Para exemplificar o uso desta análise será tomado um painel com as condições de contorno idênticas às apresentadas na FIGURA 102 e mais os dados mostrados na Tabela 26.

Tabela 26 – Elementos para a aplicação das expressões (43) e (44)

sigla	Valor	Unidade ou relação
L	4,00	m
H	3,00	m
μ	3,33	f_{tx}/f_{ty}
k	1,00	E_x/E_y
α	0,75	H/L

NOTA:

Pela BS 5628 o símbolo α é usado para representar o coeficiente de momento de flexão, mas, neste trabalho é a relação entre os lados do painel, também conhecido como índice ou fator de forma.

Aplicando os valores da Tabela 26 na equação (44), obtém-se β .

$$\beta = \frac{1}{4 \times 0,75^2 \times 3,33} \left[\sqrt{\frac{6 \times 0,75^2 \times 3,33}{1} + 1} - 1 \right] = 0,3334$$

Introduzindo os dados acima na equação (43), encontra-se o momento atuante paralelamente às juntas de assentamento:

$$m = \frac{w \cdot 0,75^2 \cdot L^2}{6} \left[\frac{1,5 \cdot 0,3334 - 0,3334^2}{1 + \frac{4 \cdot 0,75^2 \cdot 0,3334 \cdot 3,33}{1}} \right] = 0,0104 w \cdot L^2$$

Para obter o momento atuante perpendicularmente às juntas de assentamento, basta multiplicar o valor de m pela ortotropia de resistência μ :

$$\mu m = 3,33 \times 0,0104 w L^2 = 0,035 w L^2$$

O coeficiente do momento de flexão dado pela BS 5628 para o caso em questão, com $H/L = 0,75$ é **0,035**. Este coeficiente pode ser conferido na tabela 9 da BS 5628.

9.5- Gráficos para a obtenção de equações de m e β relativas às características ortotrópicas de painéis de alvenaria

Como dito anteriormente, a tabela 9 da BS 5628 apresenta os coeficientes de momento de flexão considerando somente a ortotropia de resistência. Os gráficos a seguir apresentados, obtidos a partir de equações do trabalho de SINHA (2005) para painéis ortotrópicos levaram em consideração as ortotropias de resistência e também as de rigidez.

Hipótese para a construção dos gráficos

SINHA (2005) considerou como hipótese básica que as linhas de ruptura idealizadas para painéis de paredes de alvenaria tradicionais podem ser aplicadas a qualquer painel de alvenaria ortotrópico, desde que sejam utilizados k e μ obtidos experimentalmente em ensaios de flexão em paredinhas, consoante as recomendações da BS 5628.

As curvas de m e β em função de α , para painel de alvenaria ortotrópica quadriapoiadas foram obtidas utilizando-se μ e k dos estudos das paredinhas desta tese.

Isto está sendo utilizado, por considerar que todas as paredinhas aqui ensaiadas apresentaram rupturas semelhantes às ocorridas em ensaios de paredinhas da alvenaria tradicional e, por acreditar que paredes quadriapoiadas compostas com blocos encaixáveis podem se comportar semelhantemente às paredes utilizadas no estudo em que SINHA (2005) desenvolve a sua teoria simplificada. A partir das equações (45) e (46), próprias para painéis quadriapoiados, deduzidas por SINHA (2005), os gráficos indicados na FIGURA 103 e FIGURA 104 foram construídos. A partir das curvas obtidas fica mais fácil determinar qualquer coeficiente m e a partir dele o μm , pela simples substituição do fator de forma do painel na equação própria.

Sabe-se, no entanto, que o mais correto seria efetuar estudos experimentais em painéis de paredes compostas por blocos encaixáveis para verificar a configuração das linhas de fratura e a partir delas obterem-se as novas expressões de m e β .

9.5.1 Painéis simplesmente apoiados em todos os lados e sob carga horizontal uniformemente distribuída – parede ortotrópica

As equações (45) e (46) de m e β indicadas por SINHA (2005) e utilizadas para elaborar o gráfico da FIGURA 103, válidas somente para $\alpha > 1$, são:

$$m = \frac{w.L^2.\alpha^2}{6} \left[\frac{1,5.\beta - \beta^2}{1 + \frac{2.\alpha^2.\beta.\mu}{k}} \right] \quad (45)$$

$$\beta = \frac{k}{2.\mu.\alpha^2} \left[\sqrt{\frac{2.\alpha^2.\mu}{k} + 1} - 1 \right] \quad (46)$$

As equações (47) e (48) de m e β indicadas por SINHA (2005) e utilizadas para elaborar o gráfico da FIGURA 104, válidas somente para $\alpha < 1$, são:

$$m = \frac{w.L^2.\alpha^2}{6} \left[\frac{1,5.\beta - \beta^2}{2.\beta + \frac{\alpha^2.\mu}{k}} \right] \quad (47)$$

$$\beta = \frac{\mu.\alpha^2}{2.k} \left[\sqrt{\frac{3.k}{\mu.\alpha^2} + 1} - 1 \right] \quad (48)$$

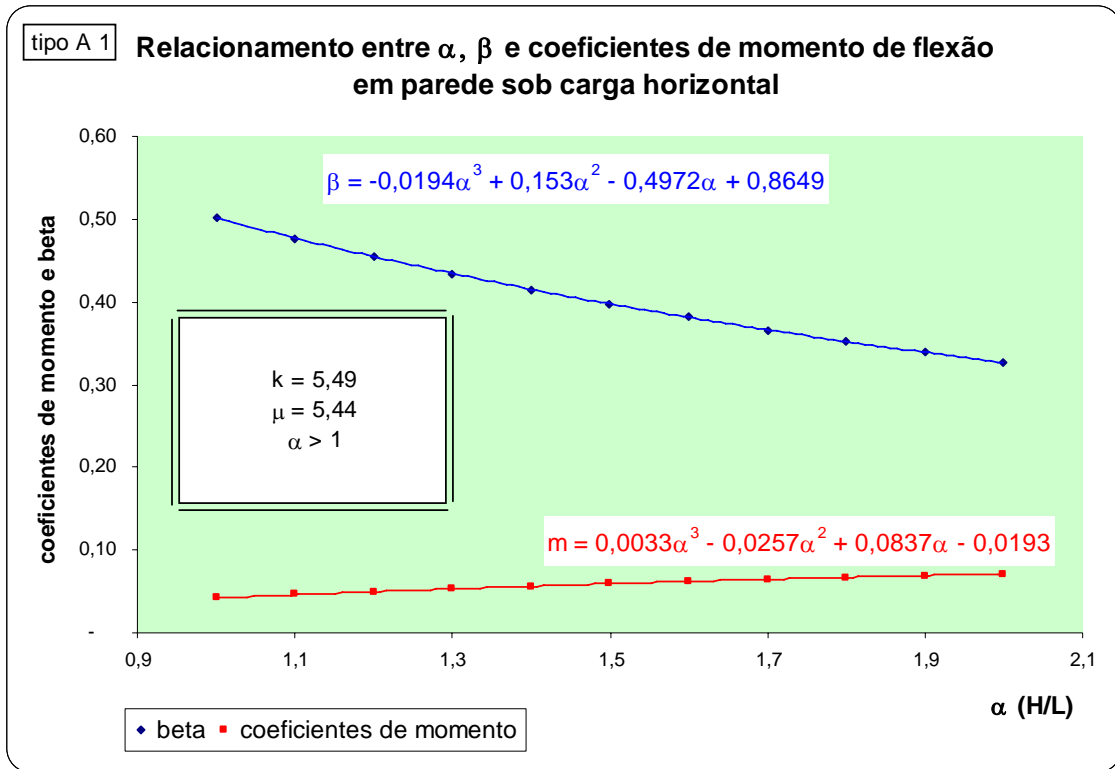


FIGURA 103 – Variação de m e β em função do índice de forma e das características intrínsecas das paredinhas aqui pesquisados – painel quadripoiado

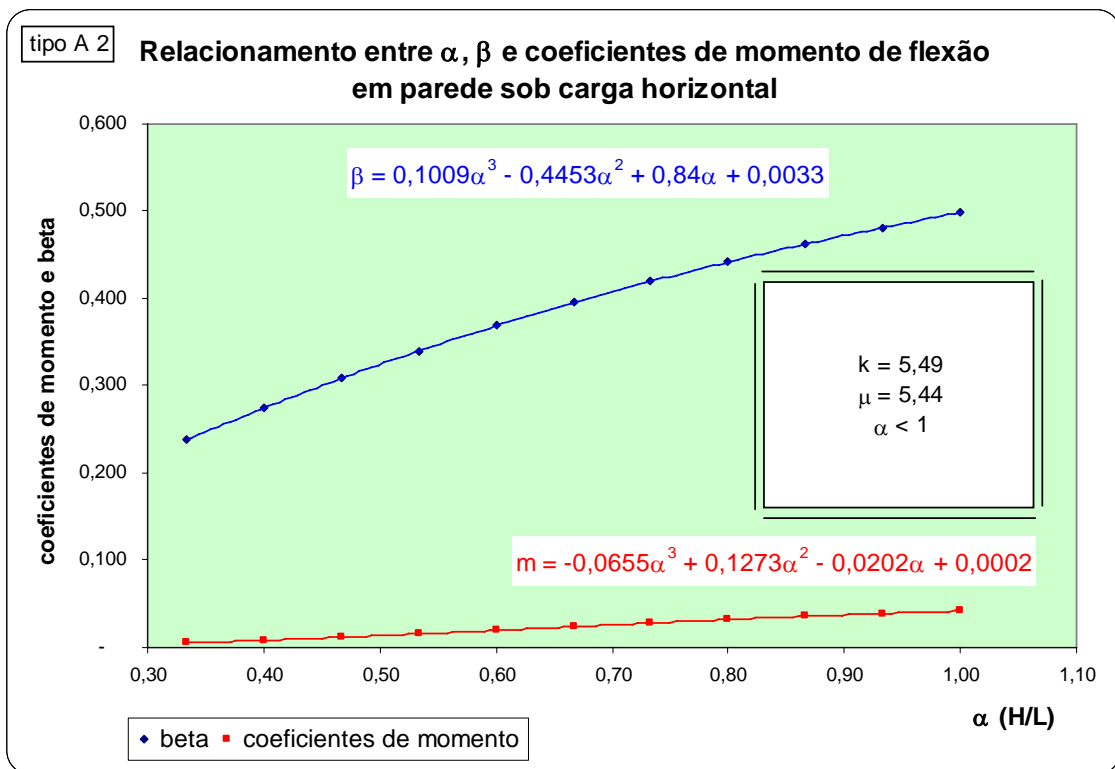


FIGURA 104 – Variação de m e β em função do índice de forma e das características intrínsecas das paredinhas aqui pesquisados – painel quadripoiado

10

CONCLUSÕES

As conclusões dividem-se em três partes: a primeira apresenta as informações relativas aos componentes e elementos ensaiados; a segunda, os resultados dos ensaios de flexão nas paredinhas; e a terceira, uma proposta para a determinação dos coeficientes de momento fletor em paredes compostas com blocos encaixáveis e submetidas a carregamento uniformemente distribuído aplicado perpendicularmente ao plano vertical principal da parede.

10.1- Componentes e elementos

- os blocos utilizados, tendo apresentado coeficientes de variação entre 0,14% e 2,45%, podem ser considerados de excelente qualidade dimensional para todas as dimensões avaliadas. Eles assemelham-se aos tijolos cerâmicos retificados, da indústria francesa, relativamente à qualidade dimensional;
- dos métodos ensaiados, imersão, câmara úmida e banho-maria, este último foi o que apresentou a menor variabilidade dos resultados;

- a tensão média de compressão em blocos isolados TJ 110 foi de 3,60 MPa e a resistência à tração foi de 0,72 MPa, resistência esta no bloco confinado entre dois outros;
- a tensão média de compressão em blocos isolados TJ 111 foi de 2,33 MPa, e a sua resistência à tração direta do septo foi de 0,40 MPa. A relação média entre a resistência à compressão e à tração direta foi de 5,83;
- em prismas com três fiadas, verificou-se que a relação média entre a resistência à compressão e a resistência à tração foi de 5 vezes;
- nos prismas, sem argamassa, a tensão de compressão foi $f_p = 2,1$ MPa, a relação entre a carga de fissuração e a de ruptura foi de 0,74; para os prismas com argamassa, a tensão de compressão foi $f_p = 2,2$ MPa e a relação entre a carga de fissuração e a de ruptura foi de 0,54;
- relativamente aos prismas com argamassa, destaca-se que, (i) as fissuras verticais que ocorreram próximas do furo central apresentaram alguma semelhança entre si; e, (ii) o colapso do prisma relacionou-se diretamente com o aparecimento da trinca no septo externo do bloco;
- o módulo de elasticidade de prismas de base retangular extraídos de TJ 110, variou entre 5,55 GPa e 5,90 GPa, quando a deformação transversal foi utilizada. Os coeficientes de Poisson obtidos em ensaios de compressão em corpos-de-prova diferentes foram: 0,15 e 0,16;
- buscando uma razão entre as resistências à compressão dos prismas com as dos blocos-padrão, chega-se a 0,57 para os prismas sem argamassa e 0,60 para os prismas com argamassa.

10.2- Paredinhas submetidas à flexão paralela e normal às juntas de assentamento

Os resultados experimentais deste trabalho mostraram que:

- as paredes do tipo das que constituíram o objeto deste estudo não podem ser consideradas um conjunto rígido-plástico e sim frágil ou “quasi frágil”;
- a ruptura típica das paredinhas da série 4x4 foi vertical, bem regular e próxima ao centro do bloco. De modo geral, esta ruptura está próxima da aplicação da carga;

- como as razões L/δ_{cent} obtidas nas duas séries de paredinhas foram elevadas, pode-se concluir que ambas apresentaram alta rigidez flexional;
- as resistências à flexão pura obtidas nos ensaios das paredinhas foram, compatíveis com dados sugeridos pela BS 5628, para alvenaria de tijolos cerâmicos, sendo: (i) para a série mp 44i, $f_{kx}=0,67$ MPa (paralela às juntas horizontais), equivalente a 74% do valor indicado na tabela 3 da BS 5628; e (ii) para a série mp 210i, $f_{ky}=0,09$ MPa (perpendicular às juntas horizontais), equivalente a 30% do valor indicado na mesma tabela;
- os módulos de elasticidade médios foram: (i) para a série mp 4x4, pela relação *carga x deslocamento*, $E_{\delta,xx} = 3.658$ MPa, com variabilidade de 41%, e pela relação *tensão x deformação*, $E_{e,xx} = 3.424$ MPa, com uma variabilidade de 36%; e (ii) para a série mp 2x10, $E_{\delta,yy} = 645$ MPa, com uma variabilidade de 29%;
- a ortotropia de rigidez, que é a relação entre os módulos obtidos nas paredinhas xx e yy foi calculada, e pode ser adotada entre 5,30 e 5,67;
- como houve diferença entre as tensões e módulos de elasticidade em direções ortogonais, conclui-se, que as paredinhas ensaiadas apresentaram ortotropia de resistência e de rigidez.

10.3- Determinação da capacidade resistente de painéis compostos com blocos encaixáveis, relativamente a cargas horizontais uniformemente distribuídas

A partir das tensões de tração obtidas neste trabalho, torna-se possível ao projetista de alvenaria verificar qual a capacidade de painéis construídos com os blocos encaixáveis como os aqui estudados, relativamente a carga horizontal.

Utilizando-se as equações (26) e (27) para painéis estendidos horizontal e verticalmente, chega-se às cargas uniformemente distribuídas, aplicáveis perpendicularmente ao plano da parede. No capítulo nove, a partir dos exemplos de determinação das cargas horizontais aos painéis, observou-se que para painéis estendidos verticalmente com altura 2,6 m não é possível utilizar as alvenarias como blocos encaixáveis e também as

tradicionais. Quanto aos painéis horizontalmente estendidos, provou-se ser possível utilizar este processo aqui estudado.

Como não fez parte do escopo deste trabalho ensaiar painéis flexionados em duas direções ortogonais, não foi possível conhecer as linhas de fratura deles para cargas horizontais. Utilizando-se da análise simplificada para a determinação de coeficientes de momento de flexão, desenvolvida por SINHA (2005), a qual apresenta a possibilidade de as equações por ele encontradas serem aplicáveis a alvenarias ortotrópicas, propõe-se o uso de tais expressões em função do fator de forma e da ortotropia de painéis construídos com blocos encaixáveis semelhantes aos desta tese, até que se tenham resultados de estudos específicos das linhas de fratura para novas orientações. As equações aqui sugeridas estão mostradas nos gráficos da FIGURA 103 e FIGURA 104.

Após os ensaios programados, executados e analisados, pode-se concluir que os resultados através deles obtidos, irão não só contribuir sobremaneira para futuros trabalhos, mas também auxiliar a projetistas de alvenaria: (a) na compreensão do comportamento de painéis compostas por blocos de solo-cimento encaixáveis; (b) na determinação da carga horizontal de projeto para paredes estendidas horizontal e verticalmente; e (c) na obtenção do coeficiente de momento fletor de painéis quadriapoitados com múltiplas condições de contorno, porém, como proposta de uso da teoria simplificada de SINHA (2005).

É importante salientar que a norma britânica aceita os resultados de ensaios de flexão em paredinhas, mesmo que estas não tenham sido contempladas nas suas recomendações. Isto, sem dúvida, valida possíveis aplicações dos resultados aqui obtidos, em projetos que envolvam a utilização do tipo de material pesquisado para a elaboração deste trabalho.

11

SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Apresentar-se-á, a seguir, algumas sugestões para estudos futuros que visem a melhor conhecer o comportamento estrutural de paredes compostas com blocos de solo-cimento encaixáveis, conforme o sistema aqui pesquisado:

- Estudar a resistência à compressão de paredes confeccionadas com estes blocos, variando-se as resistências deles e da argamassa;
- Estudar o comportamento de paredes à flexão, variando-se as condições de contorno delas;
- Determinar o comportamento de paredes sob compressão, em painéis não armados e armados;
- Estudar o comportamento de paredes comprimidas, variando-se a fator de forma;
- Avaliar a resistência à compressão da parede, variando-se a sua espessura;
- Estudar o comportamento de paredes com e sem abertura, construídas com blocos de solo-cimento encaixáveis submetidas a carregamento horizontal uniformemente distribuído, objetivando a determinação das linhas de fratura;

- Estudar o comportamento de paredes flexo-comprimidas; e
- Estudar o comportamento de paredes construídas com este processo, sob cargas dinâmicas.

REFERÊNCIAS

ABDOU, L.; SAADA, R. A.; MEFTAH, F.; MEBARKI, A. On the sliding behavior of the brick-mortar interface: an experimental study. *Masonry International Journal*, v. 17, n. 3, p. 129-134, Winter 2004.

ALMEIDA, José Carlos Costa de. *Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tracção*. 2002. 216 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 67: Standards methods of sampling and testing brick and structural clay tile. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1997.

_____. ASTM C 270-86b: Mortar for unit masonry. American Standard Test Method. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1987.

_____. ASTM C 652: Specification for hollow brick: Hollow masonry units made from clay or shale. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1997.

_____. ASTM E 447-84: Compressive strength of prisms. *Annual book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1997.

_____. ASTM E-518: Standard test methods for flexural bond strength of masonry. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1997.

ANDERSON, C.; BRIGHT, N. J. Behaviour of non-Load bearing block walls under wind loading. *Concrete*, v. 110, n. 9, p. 54-60, Sept. 1976.

ASSIS, João Batista Santos de. Avaliação do comportamento estrutural de paredinhas construídas com blocos de solo-cimento, isentas de argamassa de assentamento e submetidas à carga axial de compressão. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte. *Proceedings...* Belo Horizonte: Centro Federal de Educação Tecnológica, 2002. v. 1, p. 17-26.

_____. *Avaliação experimental do comportamento estrutural de paredes não armadas, submetidas à compressão axial, construídas com tijolito*. Orientador: Eduardo Chahud. 2001. 188 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

_____. Bloco intertravado de solo-cimento “tijolito®”. In: WORKSHOP – ARQUITETURA DE TERRA, 1995, São Paulo: *Anais...* São Paulo: Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da USP, 1995. p. 149-162.

_____. Evaluation of the structural behavior of small walls built with soil-cement blocks and without the use of mortar in the horizontal joints: tijolito compressed by

axial load. In: SEMINAR INTERNATIONAL OF HOUSES CONSTRUCTION, 31., Jun. de 2003, Montreal. *Proceedings...* Montreal, Canada, 2003. 8 p.

_____. *Manual de construção para obras que utilizam o tijolito: sistema AG de construção industrializada*. 4. ed. Belo Horizonte: Construtora Andrade Gutierrez S.A., 2004. 35 p.

_____. *Manual de uso e manutenção para obras que utilizaram o tijolito: sistema AG de construção industrializada*. Belo Horizonte: Construtora Andrade Gutierrez S.A., 1993. 38 p. (Conjunto Barro Branco na Cidade de Juiz de Fora).

_____. *Manual para projetistas: tijolito: sistema Andrade Gutierrez de construção industrializada*. Belo Horizonte: Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, 2005. 35 p.

_____; CHAHUD, Eduardo. Avaliação do comportamento estrutural de mini-paredes construídas com blocos de solo-cimento, isentas de argamassa entre as fiadas: tijolito sistema AG de construção industrializada. In: SEMINÁRIO IBERO-AMERICANO DE CONSTRUCCION CON TIERRA (SIACOT), 3., out. de 2004, San Miguel de Tucumán, Argentina. *Anais...* San Miguel de Tucumán, Argentina: Universidad Nacional de Tucumán, 2004. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5718. Alvenaria modular*. Rio de Janeiro, 1982.

_____. *NBR 5738. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 5739. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 6136. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos*. Rio de Janeiro, 2006.

_____. *NBR 6136. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 6461. Bloco cerâmico para alvenaria: verificação da resistência à compressão*. Rio de Janeiro, 1983.

_____. *NBR 7220. Agregados: determinação de impurezas orgânicas e húmicas em agregados: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. *NBR 7222. Argamassa e concreto: determinação da resistência à tração por compressão diametral: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 7251. Agregados: determinação de massa unitária: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. *NBR 7682. Argamassa: determinação do índice de fluidez: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1983.

_____. *NBR 8042. Bloco cerâmico para alvenaria: formas e dimensões.* Rio de Janeiro, 1992.

_____. *NBR 8215. Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparo e ensaio à compressão.* Rio de Janeiro, 1993.

_____. *NBR 8492. Tijolo maciço de solo-cimento: determinação da resistência à compressão e da absorção de água.* Rio de Janeiro, 1984.

_____. *NBR 8798. Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.* Rio de Janeiro, 1995.

_____. *NBR 8949. Paredes de alvenaria estrutural: ensaio de compressão simples.* Rio de Janeiro, 1985.

_____. *NBR 9287. Argamassa de assentamento para alvenaria de bloco de concreto: determinação da retenção de água.* Rio de Janeiro, 1986.

_____. *NBR 9776. Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman: método de ensaio.* Rio de Janeiro, 2002.

_____. *NBR 10834. Bloco vazado de solo-cimento sem função estrutural.* Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 10835. Bloco vazado de solo-cimento sem função estrutural: formas e dimensões.* Rio de Janeiro, 1994.

_____. *NBR 10836. Bloco vazado de solo-cimento sem função estrutural: determinação da resistência à compressão e da absorção de água.* Rio de Janeiro, 1994.

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

_____. *NBR 11579. Determinação da finura por meio da peneira # 200: método de ensaio.* Rio de Janeiro, 2000.

_____. *NBR 12118. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio.* Rio de Janeiro, 2006.

_____. *NBR 13279. Argamassa: determinação da resistência à compressão: método de ensaio.* Rio de Janeiro, 1995.

_____. *NBR 14322. Paredes de alvenaria estrutural: verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão.* Rio de Janeiro, 1999.

_____. *NBR 15270-1. Componentes cerâmicos: parte 1: blocos cerâmicos para alvenaria de vedação: terminologia e requisitos.* Rio de Janeiro, 2005.

_____. *NBR 15270-2. Componentes cerâmicos: parte 2: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural: terminologia e requisitos.* Rio de Janeiro, 2000.

_____. *NBR 15270-3. Componentes cerâmicos: parte 3: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação: métodos de ensaio*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. *NORMA MERCOSUL. NBR NM 27. Redução da amostra de campo para ensaio de laboratório: procedimento*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. *NBR NM 248. Agregados: determinação da composição granulométrica dos agregados: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2002. Substitui a NBR 7217.

ATKSON, R. H. *et al. Comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression*. Report on investigation funded by the National Science Foundation. Boulder, Co., USA, 1985.

BAKER, L. R. A. Failure criterion for brickwork in bi-axial bending. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5., 1979, Washington. *Proceedings...* Washington. D.C., 1979. p. 71-78.

_____. The lateral strength of brickwork: an overview. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD BEARING BRICKWORK, 6., Dec. 1977, London. *Proceedings...* London, 1977. p. 151-165.

_____. Structural action of brickwork panels subjected to wind loads. *Journal of the Australian Ceramic Society*, v. 9, n. 1, p. 3-5, 1973.

BARBOSA, Normando Perazzo. *Construção com terra crua, do material à estrutura*. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 1996. 86 p.

BERTO, Luisa *et al.* An orthotropic damage model for non linear masonry walls analysis: irreversible strain and friction effects. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 637- 646.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *BS-5628: Code of practice for structural use of masonry: part 1: unreinforced masonry*. London, 1992.

CAJDERT, A. Laterally loaded masonry walls. *Chalmers University of Technology Publication*, Goteborg, v. 80, n. 5, p. 141-150, 1980.

CAMPUS da PUC Minas, no bairro Coração Eucarístico em Belo Horizonte. Disponível em: <<http://www.pucminas.br/on line>>. Acesso em: 3 abr. 2007.

CARRASCO, Edgar V. Mantilla. *Análise experimental de tensões: módulo I*. Belo Horizonte: Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2001. 123 p.

CASAPULLA, C.; JOSSA P. A safety method in static analysis of block masonry. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 757- 768.

ÇATAL-HÜYÜK. Reconstrução das casas, com chamada para os terraços. Disponível em: <<http://www.dearqueologia.com>/on line>. Acesso em: 3 abr. 2007.

CAVALHEIRO, O. P. Alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto: exemplo de cálculo segundo a norma brasileira. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., 1994, Florianópolis. *Proceedings ...* Florianópolis: UFSC, 1994. p. 375-385.

_____. *A moderna alvenaria estrutural cerâmica na Europa*. Santa Maria, Rio Grande do Sul: Universidade Federal de Santa Maria. 2004. 12 p.

CHEN, W. F.; SALLES, A. F. *Constitutive equations for engineering materials*. New York, N. Y.: John Wiley, 1982. v. 1.

CHONG, V. L. *et al. An investigation of laterally loaded masonry panels using non-linear finite element analysis*. Swansea, UK: Computer Methods in Structural Masonry, Apr. 1991. p. 158.

COLISÉU – vista do interior do teatro. Disponível em: <<http://www.encyclopédia.com.br>/on line>. Acesso em: 13 jul. 2007.

COMO, M.; IANNIRUBERTO, U.; IMBIMBO, M. Limit analysis of the structures of Colosseum. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 665-674.

CONJUNTO arquitetônico construído na 4ª dinastia egípcia. Disponível em: <<http://www.khanelkhalili.com.br/wallpaper4.htm>/on line>. Acesso em: 13 jul. 2007.

CREAZZA, Giuseppe *et al.* Analysis of masonry structures reinforced by FRP. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 539-546.

CRUZ, Carla; RIBEIRO, Uirá. *Metodologia científica: teoria e prática*. Rio de Janeiro: Axcel Books do Brasil, 2003. 218 p.

CUNHA, Francinette da. *Metodologia de pesquisa: planejamento de experimentos*. [Rio de Janeiro]: CENPES, Petrobrás, [s.d.]. 172 p.

DETHIER, J. *Down to earth: mud architecture, an old idea, a new future*. London, UK: Thames and Hudson, 1982. 192 p.

DOHERTY, K. *et al.* Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. In: EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, July 2002, Australia. *Proceedings...* Austrália, 2002. p. 833-850.

DUARTE, R. B. *A study of the lateral strength of brickwork panels with openings*. 1993. Thesis (PhD) – University of Edinburgh, Edinburgh, UK, 1993. f. 119-180.

ESTAÇÃO DA LUZ, São Paulo. Disponível em: <<http://www.encyclopédia.com.br/online>>. Acesso em: 18 jul. 2007.

ETHERINGTON, A. B. *Interlocking soil-cement bricks: a modified Cinva Ram Brickmaking Machine*. Bangkok: Asian Institute of Technology, Human Settlements Development Division (AIT-HSD), 1993. 19 p. (*HSD Working Paper*, n. 8).

EUROPEAN STANDARD. *EN 772-16. Specification for masonry units: part 16: determination of dimension*. 2000.

EUROPEAN STANDARD. *EN 1015-11. Methods of test for mortar for masonry: part 11: determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. Aug. 1999.

EXCALIBUR HOTEL: vista noturna de uma parte do edifício, em Las Vegas nos EUA. Disponível em: <<http://www.community.webshots.com/online>>. Acesso em: 20 jul. 2007.

FORNO HOFFMAN. Disponível em: <<http://www.lateriziarchina.it/Storia.htm/online>>. Acesso em 20 jul. 2007.

FRANÇA, Júnia Lessa et al. *Manual para normalização de publicações técnico-científicas*. 6. ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2003.

FRANCO, Luiz Sérgio. *Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada*. Orientador: Vahan Agopyan. 1992. 318 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1992.

_____. *Desempenho da alvenaria à compressão*. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1988. 14 p. BT-20/88.

GALLEGOS, Hector. *Albañilería estructural*. Lima, Peru: Pontificia Universidad Católica Del Peru, 1989. 483 p.

GESUALDO, A.; MONACO, P. Constitutive behavior of masonry. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 685-690.

GUILLAUD, H.; JOFFROY, Th.; ODUL, P. *Compressed earth blocks: manual of design and construction*. Braunschweig: F. Vieweg: CRATerre-EAG, Aus der Arbeit von GATE, 1995. v. 2, 65 p.

HAMAMCIOGLU, M. Exploration of relations between structural and spatial aspects of some early Republican buildings in Turkey. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 257-266.

HANSEN, Klavs Feilberg. (1999) – Bending and shear tests with masonry. *SBI Bulletin* 123, Danish Building Research Institute, 1999. 36 p. ISSN: 1399-8447.

HARVEY, Bill; MAUNDER, Edward. Thrust line analysis of complex masonry structures using spreadsheets. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 521-528.

HASELTINE, B. A.; WEST, H. W. H.; TUTT, J. N. The design of laterally loaded wall panels. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD BEARING BRICKWORK, 6., Dec. 1977, London. *Proceedings...* London, 1977. p. 132-140.

_____. The resistance of brickwork to lateral loading: part 2: design of walls to resist lateral load. *The Structural Engineer*, v. 55, n. 10, p. 422-430, Oct. 1977.

HENDRY, A. W. Workmanship factors and the strength of masonry. *Bulletin Sept.*, v. 2, n. 2, (summer), 1988.

_____; KHEIR, A. M. A. The lateral strength of certain brickwork panels. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 4., Apr. 1976, Brussels. *Proceedings...* Brussels, 1976.

_____; SINHA B. P. Tests on cavity-walls subjected to lateral loading. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON BEARING WALLS, 2., Sept. 1975, Warsaw. *Proceedings...* Warsaw, 1975. p. 14-21.

ITERBEKE, M.; JACOBUS, P. *Soil-cement technology for low-cost housing in rural Thailand: an evaluation study, low-cost housing project*. Bangkok: Catholic University Leuven (PGCHS); Belgium and Asian Institute of Technology (AIT), 1994. p. 163-180.

JURAN, J. .M.; GRYNA, M. Frank. *Controle da qualidade*. 4. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1992. v. 2, 397 p.

KAPTI, M.; ÖKTEN, Ö. S. The structural systems of semi-masonry houses built at Fener (Istanbul) 19th Century. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 227-236.

KHEIR, A. M. A. Brickwork panels under lateral loading. 1975. Thesis (M. Phil.) – University of Edinburgh. 1975. f. 54-61.

KOENRAAD, E. P.; BALEN, Van.; LEUVEN, K. U. Learning from damage of masonry structures, expert systems con help. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 15-28.

LAWRENCE, S. J. *Behavior of brick masonry walls under lateral loading*. 1983. Thesis (PhD) – University of New South Wales, 1983. f. 101-130.

LIANG, J. X. *A finite element equivalent material model for structural masonry*. 1991. Thesis (PhD) – University College of Swansea, 1991. f. 96-121.

LOURENÇO, P. B. *Analysis of masonry structures with interface elements: theory and applications*. Delft, Netherlands: Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering. 1994. 56 p.

_____. *Computational strategies for masonry structures*. J. G. Rots. 1996. 211 f. Dissertation (Thesis) – Delft, The Netherlands: Delft University of Technology, 1996.

_____. *Dimensionamento de alvenarias estruturais*. Guimarães, Portugal: Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, 1999. 77 p. (Relatório 99-DEC/E-7).

_____. Sensitivity analysis of masonry structures. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 8., 1998, Jasper, Canada. *Proceedings ...* p. 563-574.

_____. *Two aspects related the analysis of masonry structures: size effect and parameter sensitivity*. Delft, Netherlands: TUDelft Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering; [Guimarães, Portugal]: Universidade of Minho, Department of Civil Engineering, 1997. 65 p.

LOVEGROVE, R. *The effect of wall dimensions upon the ultimate lateral load of single leaf walls*. *Masonry International Journal*, n. 4, p. 15, Mar.1985.

MACDONALD, S. G. *The roman wall in Scotland*. 2nd ed. Oxford: The Clarendon Press, 1934. 492 p.

MARZAHN, Gero. Dry-stacked masonry in comparison with mortar jointed Masonry. *Lancet*, n. 2, p. 353-366, 1997.

MOHAMAD, Gihad. *Mecanismos de ruptura das alvenarias de blocos de concreto*. Orientador: Paulo Barbosa Brandão Lourenço. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Uminho, Portugal, 2007.

MONADNOCK. Edifício de 16 pavimentos, cidade Chicago – USA, em 1891. Disponível em: <<http://www.rootsweb.com>/on line>. Acesso em: 15 abr. 2007.

MORTON, J. *The design of laterally loaded walls: the structural use of masonry part 1: unreinforced masonry*. London 1986. 20 p. (British Standard – BS 5628).

MURRAY Eric B. Dry stacked surface bonded masonry-structural testing and evaluation. Thesis submitted to the faculty of Brigham Young University. Department of Civil and Environmental Engineering. 2007. 118 p.

OLIVEIRA, M. Mendonça de; SANJAD, T. Bastos Caminha; BASTOS C. J. Passos. Biological degradation of glazed ceramic tiles. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 337-342.

PAGE, A. W.; LEEMAN, P. W.; DHANASEKAR, M. An in-plane finite element model for brick masonry. In: ASCE STRUCTURES CONGRESS, 1985. *Proceedings of New Analysis Techniques for Structural Masonry*. Chicago, Illinois, Sept.1985.

PAGE, A. W.; SHRIVE, N. G. A critical assessment of compression tests for hollow block masonry. *Masonry International Journal*, v. 2, n. 2, p. 70, 1988.

PAULA, Fernando Amorim de. *Diretrizes para elaboração de dissertações e teses*. Belo Horizonte: Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2002. 26 p.

PERELLO, E. R.; PORT, J. R. *História universal*. [S.l.]: Alfa, 1973. v.1.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Pini, 2003. 174 p.

REESE, Edward (Org.). *A Bíblia em ordem cronológica: nova versão internacional*. Tradutor Judson Canto. São Paulo: Vida, 2003. 1289 p.

RIGASSI, V. *Compressed earth blocks: manual of production*. Braunschweig: F. Vieweg: CRATerre-EAG, Aus der Arbeit von GATE, 1995. v. 1, 19 p.

ROTS, J. G. (Ed.). *Alvenaria estrutural: uma base experimental/numérica para regras práticas de projeto*. Tradução de João Batista Santos de Assis e Eduardo Chahud. Belo Horizonte: Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2004. 147 p. Título original: Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules. Versão inglesa: Brigitte Picavet. Original holandês.

SABBATINI, Fernando Henrique. *Requisitos e critérios mínimos a serem atendidos para solicitação de financiamento de edifícios em alvenaria estrutural junto à Caixa Econômica Federal*. São Paulo: CEF, [200?]. 24 p.

SANTOS, E. de G. *Comportamento de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos: estudo da resistência à compressão de componentes, prismas e paredes*. Orientador: Roberto Márcio da Silva. 2001. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2001.

SHAH S. P.; SWARTZ S. E.; OUYANG, C. *Fracture mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials*. New York: Wiley, 1995. p. 522-523.

SHRIVE, Nigel.; MASIA, Mark J.; LISSEL, Shelley L. Strengthening and rehabilitation of masonry using fiber reinforced polymers. In: HISTORICAL CONSTRUCTIONS, 2001, Guimarães, Portugal. *Proceedings...* Eds. P. B. Lourenço, P. Roca. Guimarães, Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho; Venice, Italy: University of Padova, 2001. p. 1047-1056.

SIEMES, A. J. M. *Safety of masonry structures: probabilistic approach*. Delft, Netherlands: TNO, 1985. 54 p. (IBBC-TNO report n. B 85-588).

SINHA, B. P. Development and potential of structural masonry. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA, 1., Porto, Portugal. *Anais...* Eds. P. B. Lourenço e H. Sousa. Porto, Portugal: Universidade do Porto; Edinburgh, UK: University of Edinburgh, 2002. 16 p.

_____. A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength. *The Structural Engineer*, v. 56B, n. 4, p. 81-84, Dec. 1978. 47 p.

_____. An ultimate load analysis of laterally loaded brickwork panels. *International Journal of Masonry Construction*, v. 1, n. 2, p. 57-61, 1980.

_____; LOFTUS, M. D.; TEMPLE, R. Lateral strength of model brickwork panels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v. 67, p. 203-240, 1979.

_____; MALLICK, S. K. Behavior of model brickwork facade wall under lateral loading. *Masonry International Journal*, n. 8, p. 78-120, Jul. 1986.

_____; *et al.* *Design of masonry structures*. 3rd ed. London, U. K.: Spon Press, 2005. 279 p.

SOUTHCOMBE, C.; TAPP, A. An investigation of laterally loaded brickwork panels with openings. In: INTERNATIONAL MASONRY CONFERENCE, 1., Dec. 1986, London. *Proceedings...* London, U.K, 1986. p. 112-114.

SPENCER, A. J. *Brick architecture in ancient Egypt*. Warminster, U.K.: Aris & Philipps, 1979. 121 p.

TEATRO Amazonas, Manaus, [1896]. Disponível em: <<http://www.encyclopédia.com.br/online>>. Acesso em: 17 jun. 2007.

THAILAND INSTITUTE OF SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH – TISTR. *Using interlocking soil cement blocks*. In: NATIONAL TRAINING WOKSHOP, 17-19 Dec. 1994, Bangkok. *Report on ...* Bangkok, 1994. 6 p.

TORRE construída em terra crua, na cidade de Bam no Iran. Disponível em: <<http://www.webitalianet.com/online>>. Acesso em: 19 jun. 2007.

TORRE DE BABEL, [605-592 a.C]. Disponível em: <<http://www.editorialbitacora.com/online>>. Acesso em: 20 jun 2007.

UZOEGBO H. C. Modeling the structural behaviour of dry-stack block waling systems. Department of Civil Engineering University of the Witwatersrand. In: INTERNACIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. *Proceedings ...* Belo Horizonte: CEFET/MG. p. 485-489.

VERMELTFOORT, A. T. *Brick-mortar interaction in masonry under pressure*. 2004. Thesis (PhD) – University of Edinburgh, Edinburgh, UK, 2004. p. 133-170.

VITRUVIUS POLLIO, M. *The ten books on architecture*. New York: Dover Publications, 1960. 19 p.

WEINHUBER, K. *Building with interlocking blocks in a load bearing system*. Eschborny, Germany : GATE – German Appropriate Technology Exchange, 1995. 13 p.

WEST, H. W. H., HODGKINSON, H. R.; HASELTINE, B. A. *The resistance of brickwork to lateral loading: part 1: experimental methods and results of tests on small specimens and full-sized walls. The Structural Engineer*, v. 55, n. 10, p. 1320-1330, Oct. 1977.

WEST, H. W. H.; HODGKINSON, H. R.; WEBB, W. F. The resistance of clay brick walls to lateral loading. In: SYMPOSIUM ON LOAD BEARING BRICKWORK, 4., 1971, London, U.K. *Proceedings...* London, 1971. p. 250- 259.

WEST, H. W. H. *et al.* *The resistance to lateral loads of walls built of calcium silicate bricks.* In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5., 1979, Washington, D.C. *Proceedings...* Washington, 1979. p. 150-181.

ANEXOS

ANEXO 01 – FOTOS COMPLEMENTARES DOS ENSAIOS REALIZADOS



(a) blocos em imersão
Permanência de 5 min e 6 min



(b) placa de base com três lâminas de polietileno



(c) montagem e alinhamento de fiada



(d) aplicação de argamassa nos furos



(e) Bomba hidráulica com manômetro digital

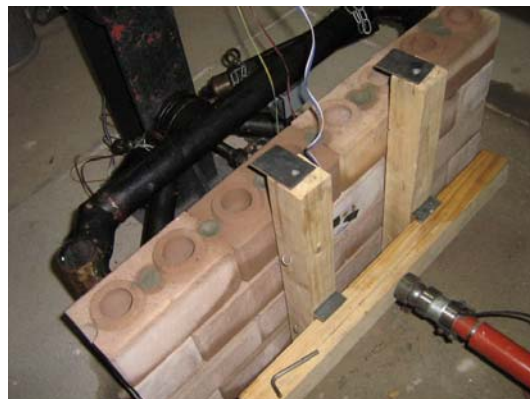


(f) dispositivo tridimensional para apoios verticais na série mp 44i

FIGURA A.1 – Seqüência de montagem de mini paredes e dispositivos utilizados



(a) Relógio comparador e EEs da face tracionada



(b) Dispositivos de aplicação de carga, célula de carga e cilindro hidráulico e EEs da face comprimida

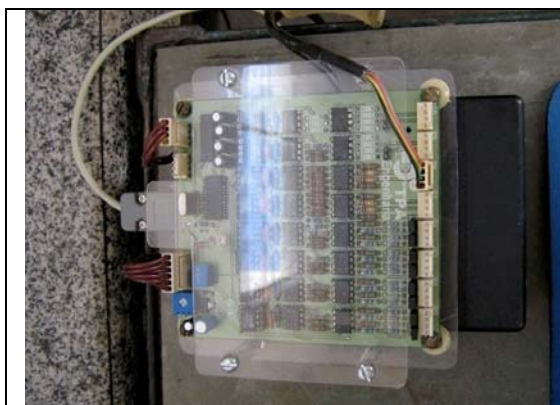


(c) Aplicadores de carga com cantoneiras



(d) Aplicadores de cargas com barras cilíndricas

FIGURA A.2 – Dispositivos utilizados no ensaio de flexão pura em pareдинhas. Instalação típica de relógio comparador e de EEs nas faces tracionada e comprimida da mini paredes



(a) Sistema Tjsis



(b) Sistema Aqdados

FIGURA A.3 – Sistemas de aquisição de dados utilizados nos ensaios



(a) placa de topo, parafuso, arruela e porca



(b) placa de topo, parafusos e olhal



(c) gancho da talha



(d) talha e pórtico

FIGURA A.4 – Dispositivos utilizados para o transporte e/ou ajuste das paredinhas no local do ensaio de flexão pura



(a) trinca de face tipo 1



(b) trinca de face tipo 2



(c) trinca de face 3



(d) trinca de topo tipo 1



(e) trinca fora das linhas de carregamento



(f) trinca fora das linhas de carregamento

FIGURA A.5 – Trincas típicas dos blocos da série mp 44i



(a) abertura da junta



(b) abertura da junta



(c) ruptura do cilindro de argamassa



(d) ruptura do cilindro de argamassa



(e) ruptura entre as linhas de carregamento



(f) ruptura fora das linhas de carregamento

FIGURA A.6 – Abertura das juntas, típicas das paredinhas da série mp 210i

ANEXO 02 - PROCESSO CONSTRUTIVO DE BLOCOS ENCAIXÁVEIS

A.1- Introdução

Os estudos desenvolvidos no presente trabalho referem-se à alvenaria de blocos encaixáveis. No Brasil, o exemplo de bloco encaixável mais utilizado, até o momento, é o Tijolito. Em função disso, neste capítulo, serão apresentadas algumas características do sistema construtivo, e, também, do bloco de solo-cimento, principal componente utilizado na montagem das paredes, conforme ASSIS (1993); ASSIS (1995); ASSIS (2001); e ASSIS (2002).

A.2- Conceituação geral sobre um sistema

Neste item será realizada uma análise dos conceitos ligados à melhoria e modernização da indústria da construção civil, como industrialização, racionalização e qualidade. Para facilitar a compreensão deste trabalho, por parte dos leitores, torna-se necessário explicitar alguns dados sobre o componente principal deste sistema construtivo, objetivando estudar e contribuir para o aumento do seu desempenho, racionalização e qualidade de sistemas construtivos com blocos encaixáveis.

A construção civil sempre foi dominada por técnicas e materiais tradicionais, cuja evolução ao longo do tempo não acompanhou a dos demais setores industriais.

Um estudo iniciado por ASSIS (2001), em 1979, procurando melhorar os níveis de qualidade das paredes, foi motivado pelas pressões geradas pelo crescente déficit habitacional e pelo alto desperdício na construção civil brasileira. As políticas brasileiras da época permitiram, por um lado, a importação e introdução de processos construtivos inovadores, mas, por outro, através de sua desarticulação, expuseram a falta de flexibilização desses sistemas, por causa das flutuações de investimento do setor público. Os primeiros experimentos com bloco de solo-cimento com sistema de encaixe que dispensa o uso de argamassa de assentamento iniciaram-se em 1987, nos Laboratórios da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais. Os estudos continuaram a partir de 1990, após ter o pesquisador recebido incentivo de uma empresa mineira.

Os processos inovadores brasileiros, que na maioria das vezes eram importados de países que passaram pelo problema de déficit habitacional, buscavam a modernização.

Tais processos procuravam construir grande número de habitações no menor tempo possível e, ao mesmo tempo, obter a máxima redução dos custos da construção, mas vezes prejudicando quaisquer outros fatores como conforto e/ou durabilidade.

O Tijolito – Sistema Construtivo buscou atender aos anseios da modernização, mas também procurou aumentar o nível tecnológico e a escala de produção dos blocos, sem interferir muito nos métodos tradicionais. Numa segunda fase, para que o sistema não fosse considerado inadequado, principalmente em relação à aceitação do cliente final, procurou-se estudar um material que pudesse ser produzido em local mais próximo à obra, e cuja aparência externa fosse mais próxima das paredes tradicionais. Neste processo, avançou-se para uma terceira fase, que foi dividida em várias outras, envolvendo parcerias com universidades para estudos do material e do seu comportamento estrutural. Deste modo, várias foram as pesquisas desenvolvidas com a PUC Minas, UFMG, PUC RJ, UFRJ, CETEC, CEPED e IPT, todas coordenadas pelo autor deste trabalho.

Os estudos laboratoriais iniciais buscaram um bloco de solo-cimento, ou solo-cal, que apresentasse resistência à compressão e absorção d'água capaz de atender à normalização brasileira. Posteriormente, outros parâmetros foram determinados para o bloco, como: (i) durabilidade por molhagem e secagem; (ii) condutividade térmica; (iii) retração por secagem; (iv) abrasão por jato de areia; e (v) envelhecimento por ultravioleta. Notou-se que não seria possível ficar estudando somente o bloco. Por esta razão, uma série de ensaios foram executados em prismas, paredinhas, paredes com alturas variadas, conforme ASSIS (2003). Estes estudos, executados conjuntamente com pesquisadores renomados e em instituições de ensino de alta qualificação, enfocaram: (i) compressão axial em prismas, paredinhas e paredes com várias alturas; (ii) compressão axial e excêntrica em pilares com altura de 260 cm; (iii) avaliação de estanqueidade à água em parede; (iv) comportamento de parede a choque térmico; (v) resistência de parede ao fogo; (vi) ensaio de isolamento acústico em parede; (vii) impacto de corpo mole em parede; (viii) impacto de corpo duro em parede; (ix) comportamento de parede para cargas suspensas; e (x) adequação de tintas impermeáveis, ao bloco.

Para evitar que o sistema fosse desenvolvido da noite para o dia, sem uma metodologia científica que embasasse os aspectos técnicos, todos os estudos foram executados após discussões entre especialistas com grande conhecimento de materiais e técnicas

construtivas. Tudo isto para evitar que surgissem problemas de patologias construtivas, como fissuras, infiltrações, descolamento de revestimento e degradações. Estudos científicos apoiados em fatos e dados sempre foram aplicados ao Sistema Construtivo, visando-se a evitar situações como a do conjunto de edifícios de Santa Etelvina, construído com painéis moldados com uma composição de gesso e cimento portland, cuja incompatibilidade levou a uma extensa degradação, obrigando a sua demolição com aproximadamente 2200 unidades, segundo JOHN et al.,⁴² citado por FRANCO (1992).

Vários autores definem industrialização da construção civil. Embora suas definições agreguem elementos diferentes, todos ressaltam os aspectos da organização da construção.

Segundo TESTA,⁴³ citado por FRANCO (1992), “industrialização é um processo pelo qual, através de avanços tecnológicos, conceitos e métodos organizacionais, e investimento de capital, tende a aumentar a produtividade e a melhorar o desempenho”. Dentre as vantagens desta conceituação, pode-se destacar a produtividade e desempenho das edificações, fatores que podem ser transformados em parâmetros que permitem a medição do sucesso da industrialização. Outra definição importante do autor é: “organização é a essência da industrialização das edificações”.

Para BRUNA,⁴⁴ citado por FRANCO (1992), “a industrialização está essencialmente associada aos conceitos de organização e de produção em série, os quais deverão ser entendidos, analisando de forma mais ampla as relações de produção envolvidas e a mecanização dos meios de produção”.

SABBATINI,⁴⁵ também citado por FRANCO (1992), em sua Tese de Doutorado, estabeleceu a definição: “industrialização da construção é um processo evolutivo que, através de ações organizacionais e da implementação de inovações tecnológicas, métodos de trabalho e técnicas de planejamento e controle objetiva incrementar a produtividade e o nível de produção e aprimorar o desempenho da atividade construtiva”.

⁴² JOHN, W. et al. *Sistemas Construtivos em painéis de gesso-cimento: histórico de um natimorto*. Construção, São Paulo, v.43, p. 29-32, 1990.

⁴³ TESTA, C. *The industrialization of building*. Van Nostrand, 1972.

⁴⁴ BRUNA, P.J.V. *Arquitetura, industrialização e desenvolvimento*. São Paulo, Perspectiva/EDUSP, 1976.

⁴⁵ SABBATINI, Fernando Henrique. *Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos: Formulação e aplicação de uma metodologia*. São Paulo, Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1989.

Acredita-se que os freqüentes fracassos de *sistemas industrializados* no país estão ligados a uma postura errônea na interpretação do conceito de industrialização. Esta má interpretação leva a duas atitudes. A primeira, de caráter imediatista e sem o devido suporte técnico e organizacional, leva, a médio e em longo prazo, inevitavelmente, ao fracasso e, conseqüentemente, a um maior descrédito destes sistemas. A segunda é a do imobilismo, gerada pelo fato de se acreditar que a implementação da industrialização só é possível a partir de sistemas complexos e radicais, implementados com grande aporte de capital, o que se mostrou incompatível com a situação da economia nacional nas últimas décadas.

O sistema construtivo denominado Tijolito, que se utiliza de blocos de solo-cimento encaixáveis, está sendo desenvolvido dentro de um planejamento, e entendido em seu espectro mais amplo: a industrialização da construção como um caminho mais direto para a evolução dos processos construtivos e da tecnologia no campo das edificações. Segue-se, deste modo, o que diz o professor Sabbatini: “*o processo de industrialização constitui-se no próprio desenvolvimento da indústria da construção*”. É com este espírito que empreendemos este trabalho, acreditando que as ações propostas através dele contribuirão efetivamente para a elevação do nível de conhecimento e, conseqüentemente, da industrialização de sistemas construtivos com blocos de solo-cimento encaixáveis.

Relativamente às exigências que se colocam ao desempenho de um produto, ou sistema, pode-se defini-las de forma bem simples, como sendo: exigências do usuário, isto é, o conjunto de necessidades dos usuários (pessoas, animais ou objetos) a serem satisfeitas pela edificação, a fim de que esta cumpra a sua função. Com base nestas exigências, são definidos os requisitos e critérios de desempenho, de caráter técnico, que possam ser adotados a fim de se satisfazerem as necessidades dos usuários. Para atender a estes critérios, há que se aprofundar conhecimentos em todas as partes do sistema construtivo. Deseja-se que, com este trabalho, obtenham-se novos parâmetros técnicos do componente principal de paredes compostas por blocos de solo-cimento encaixáveis, de modo que, pelo conhecimento, atenda-se de maneira mais proficiente, aos critérios de desempenho de uma edificação.

Tendo em mente a garantia da qualidade de um produto ou sistema, há que se desenvolvê-lo de tal forma que se conheçam, da melhor maneira possível, todos os parâmetros nele envolvidos. A garantia da qualidade, segundo GARCIA

MESSEGUER,⁴⁶ citado por FRANCO (1992), compõe-se de um conjunto de medidas orientadas a conseguir a qualidade e, em particular, “*evitar ou detectar erros em todas as fases do processo construtivo*”. Como diz KOSKISTO,⁴⁷ também citado por FRANCO (1992), o principal objetivo das medidas de garantia da qualidade é o de reduzir a probabilidade de ocorrência de erros humanos e corrigir as deficiências resultantes do processo de produção através do adequado controle dos procedimentos. Segundo este mesmo autor, “*o principal responsável pela qualidade de um empreendimento é o proprietário*”.

Nesta perspectiva, procura-se, com este trabalho, melhorar o conhecimento das características técnicas de bloco de solo-cimento encaixável visando-se a atingir a garantia da qualidade de sistema com ele construído.

A melhoria dos níveis de qualidade é conseguida pela passagem cíclica e contínua nas três etapas que compõem a trilogia de JURAN e GRZYNA (1992). Esta filosofia de implantação da qualidade de qualquer produto está baseada na *realimentação* dos requisitos dos usuários através do ciclo caracterizado pela *produção* e *consumo*. No caso específico, da construção civil, este ciclo é muito longo, o que representa um sério problema para a implantação desta filosofia.

Para GARCIA e MESSEGUER,²³ citado por FRANCO (1992), a garantia da qualidade de qualquer empreendimento deve compreender as cinco etapas seguintes: (i) a viabilização do empreendimento; (ii) os projetos; (iii) a fabricação dos materiais e componentes; (iv) a construção; e (v) a utilização. O supracitado empreendimento pode ser um edifício ou uma pesquisa (ou o bloco encaixável, aqui estudado). Os projetos, citados, podem ser os vários projetos de uma edificação, ou o projeto de um bloco ou sistema de montagem de paredes. A fabricação dos materiais e componentes necessita de estudos laboratoriais que possibilitem conhecê-los bem, de forma que os resultados obtidos através de tais estudos possam auxiliar no dimensionamento de painéis utilizados em edificações, um dos focos deste trabalho. Com relação à construção e utilização, o que se tem feito até o momento é o monitoramento das edificações para a

⁴⁶ GARCIA MESSEGUER, A. *Controle e garantia da qualidade na construção*. São Paulo: Sinduscon/SP, 1991.

⁴⁷ KOSKISTO, O. J. Reliability-based quality assurance in construction process. In: CIB TRIENNIAL CONGRESS, 11., 1989, Paris. *Proceedings...* Paris: Quality for building users throughout the world. s.1, CIB, 1989. v.1, t.3, p. 233-243.

detecção de patologias, avaliando-as à luz de resultados de pesquisas em laboratórios, objetivando a melhoria da qualidade do produto final.

A modulação é um procedimento absolutamente fundamental para que uma edificação em alvenaria estrutural possa ser econômica e racional. Se as dimensões não forem modulares, os blocos deverão ser cortados, e os enchimentos resultantes certamente levarão a um custo maior e a uma despadronização para a obra. Este custo mais elevado se verifica não só na mão-de-obra que será despendida para os enchimentos obrigatórios, mas também pelo seu efeito maléfico no dimensionamento estrutural e redução geral da produtividade na construção. Outro fator desastroso está relacionado com a variação na distribuição das ações sobre as paredes. Esta má distribuição gera uma variação na qualidade das paredes e nas suas resistências por unidade de comprimento, o que poderá induzir o calculista, quando trabalha com este tipo de parede, a majorar os coeficientes de segurança pela maior incerteza quando trabalha com este tipo de alvenaria. O que implica, também, um maior desperdício e, conseqüente, um maior custo final da construção.

Muitos blocos diferentes podem ser utilizados em uma edificação em alvenaria estrutural, ou não. Dependendo do tipo de bloco a ser utilizado, maciço ou vazado, cerâmico ou de concreto, existem dimensões usualmente encontradas e já padronizadas.

A NBR 6136, que trata de blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural, especifica duas larguras padronizadas: largura nominal de 15 cm, denominados M-15, e largura nominal de 20 cm, denominados M-20. A padronização adotada, em especial quanto ao comprimento, é adequada à largura de 20 cm, mas revela-se inadequada à largura de 15 cm. Para se evitar essa inadequação, o bloco aqui estudado foi desenvolvido com uma padronização simples, pensando nos seguintes pontos importantes: (i) quando da fabricação, quanto maior o número de matrizes, maior será o custo do equipamento e, conseqüentemente, do bloco; (ii) quanto maior o número de matrizes, mais difícil é produzir a peça com baixa variação dimensional; e (iii) quanto maior o número de peças, mais difícil será padronizar e treinar o pessoal para utilizá-las.

Seguindo ASSIS (2005), optou-se por produzir os blocos encaixáveis de solo-cimento com altura de 100 mm, as larguras de 110 mm ou 140 mm e o comprimento, o dobro da largura. Como a variável dimensional do bloco está relacionada à sua espessura, ele recebe uma classificação para identificá-lo: TJ 110 (bloco com largura de 110 mm, altura de 100 mm e comprimento de 220 mm) e o TJ 140 (bloco com largura de 140

mm, altura de 100 mm e comprimento de 280 mm). Além dos TJ 110 e TJ 140, também há os seus derivados, que recebem siglas que seguem um padrão: TJ XXZ ou TJ XYZ. A tabela A.1 mostra os blocos-padrão e, também, os derivados. Todas as dimensões apresentam tolerâncias bem definidas, e elas sempre são apresentadas aos projetistas com o objetivo de favorecer-lhes informações precisas para um bom desenvolvimento de projetos técnicos de montagem.

Como pode ser visto na tabela A.1, a modulação vertical é sempre 100 mm, favorecendo enormemente o uso de esquadrias e também a abertura de vãos.

Relativamente à modulação horizontal, pode-se observar que há somente múltiplos de 110 mm e de 140 mm. Como blocos encaixáveis não utilizam argamassa nas juntas horizontais, as dimensões nominal e real diferem-se somente por causa das tolerâncias, razão pela qual fica mais fácil projetar e trabalhar utilizando-se tais blocos.

Como há tolerâncias em todas as dimensões, quando o projetista definir uma dimensão na planta técnica, deve-se ter o cuidado de utilizar a medida padrão mais a tolerância e multiplicar o resultado pelo número de blocos utilizados. Por exemplo, se em um cômodo existirem 15 TJ 110, a dimensão deste cômodo deverá ser de 15 x 220,06 mm (se a tolerância for de 0,06 mm), arredondando-se para baixo ou para cima e apresentando o valor final sempre em milímetros e sem nenhuma casa decimal.

A distribuição dos blocos nas fiadas é extremamente simples, pois basta iniciar a fiada no encontro de uma parede interna e outra externa e dispor cada bloco no sentido horário ou anti-horário. A finalização poderá exigir um meio bloco, o que é normal e não apresenta nenhum problema. A verificação do esquadro é feita medindo-se as duas diagonais do cômodo que se deseja esquadrear, igualando-as simplesmente.

TABELA A.1 – Blocos-padrão e seus derivados

Sigla	Dimensões (mm)			Nome	Uso mais comum
	Largura	Altura	Comprimento		
TJ 110	110	100	220	Padrão (xxz)	Paredes com espessura de 110 mm
TJ 111	110	100	108	½ TJ 110	Arremates de vãos
TJ 112	110	100	220	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica furo direito
TJ 113	110	100	220	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica, furo esquerdo
TJ 114	110	100	220	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica, furo esquerdo e direito
TJ 115	110	100	220	TJ verga ou contraverga	Na confecção de vergas e contravergas
TJ 116	110	100	220	TJ laboratório	Para determinação da resistência à compressão
TJ 140	140	100	280	Padrão (xyz)	Paredes com espessura de 140 mm
TJ 141	140	100	138	½ TJ 140	Arremates de vãos
TJ 142	140	100	280	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica furo direito
TJ 143	140	100	280	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica furo esquerdo
TJ 144	140	100	280	TJ instalação	Instalação elétrica ou hidráulica furo direito e esquerdo
TJ 145	140	100	280	TJ verga e contraverga	Na confecção de vergas e contravergas
TJ 146	140	100	280	TJ laboratório	Para determinação da resistência à compressão

A junta de movimentação (contração/dilatação) deverá ser prevista para as paredes externas, a cada doze blocos-padrão. A junta é montada com blocos-padrão funcionando como elementos *rompíveis*, montados na região da junta, com três componentes sem continuidade. Para facilitar o entendimento, vide o croqui mostrado na figura A.7.

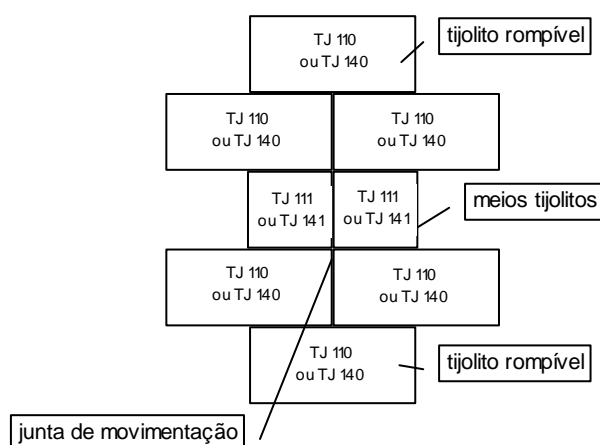


FIGURA A.7 – Croqui da elevação de uma junta de movimentação em parede externa, construída com os blocos TJ XYZ ou TJ XXZ

A construção das paredes deverá ocorrer sobre um piso nivelado, porém com um erro menor que 0,6 mm/m.

A distribuição dos blocos sobre o piso nivelado poderá ser iniciada por qualquer vértice das paredes. O primeiro bloco terá que ser do tipo padrão. O ½ bloco só poderá ser utilizado em interseções de paredes ou para arremate de aberturas de vãos de portas, janelas ou em quaisquer outros para fins diversos.

Quando se iniciar a 1ª. fiada, o único bloco a ser utilizado será o padrão. Deve-se continuar com ele, sem deixar nenhuma abertura. Executar todas as paredes externas e, somente depois, iniciar a marcação das paredes internas. No encontro de uma parede interna com uma externa, é possível iniciar-se com bloco inteiro ou meio. As amarrações poderão ficar com até três blocos sem continuidade. A segunda e terceira fiadas serão montadas sobre as primeira e segunda, em sistema mata-junta e também sem a marcação das aberturas. Posteriormente, quando toda a alvenaria estiver na terceira fiada, retiram-se os blocos das regiões de portas, utilizando-se o ½ bloco para os arremates laterais. Como o ½ bloco é obtido por corte do bloco padrão, deve-se tomar o cuidado de deixar o corte para o lado do vão. Terminada a terceira fiada, verificam-se o alinhamento e prumo delas, liberando-as para a aplicação de argamassa de estabilização. A argamassa deverá ser aplicada em todos os furos menores dos blocos até o meio do último bloco. A argamassa utilizada deverá apresentar uma fluidez entre 10s e 20s. Ela poderá ser aplicada manualmente com regador cilíndrico com bico de saída inferior. O traço recomendado, mais fraco, deve ser de 1:2:7 (cimento: cal hidratada:areia média). Duas são as razões para que os furos não sejam preenchidos até o final: (i) para se reduzir o desperdício de argamassa e mão-de-obra para a limpeza do excedente; e (ii) para se melhorar a ligação do cilindro de argamassa entre as fiadas. Concluída a aplicação da argamassa, montam-se mais três fiadas e, conferem-se os alinhamento e prumo. Terminada esta etapa, com sucesso, estas três últimas fiadas poderão receber argamassa fluida como a indicada anteriormente, conforme ASSIS (2004).

Marcos de portas – quando se desejar melhorar o desempenho do SAGCI, aumentando a produtividade, os marcos das portas deverão ser instalados durante o processo de montagem das paredes. Na nona fiada, os marcos deverão ser colocados nos vãos, vestindo a alvenaria. Para melhorar a estabilidade dos marcos e se evitar abalos futuros, os furos grandes laterais às pernas do marcos receberão argamassa idêntica à utilizada

para a estabilização das paredes. Estes marcos serão produzidos e instalados com os alisares, favorecendo o acabamento e a sua estabilidade.

O procedimento utilizado para a montagem da parede deverá ser repetido até a antepenúltima fiada antes do nível dos vãos de janelas. Neste momento há que se preparar a contraverga.

Contraverga – a critério do projetista da alvenaria, a contraverga poderá ter três, duas ou uma fiada. Antes de iniciá-la, copos de plásticos de 50 ml de volume serão colocados nos furos grandes de todos os blocos na região da contraverga. Os blocos utilizados na contraverga serão do tipo TJ 115 ou TJ 145, dependendo da espessura da parede. Estes blocos deverão apresentar furos longitudinais próprios para auxiliarem na composição da verga. Por esta razão, antes de iniciar a distribuição dos blocos da contraverga, faz-se necessário colocar a armadura definida no projeto. Vale lembrar que, normalmente, a argamassa utilizada para a estabilização do bloco leva cal hidratada, por isto recomenda-se que não se utilize a mesma para a confecção das vergas e contravergas. Caso se deseje utilizar a cal, esta não poderá ser maior que 20% em relação à quantidade de cimento presente no traço. Concluída a distribuição da armadura e dos blocos especiais, verificar-se-ão os alinhamentos e o prumo e aplicar-se-á a argamassa nos furos pequenos nas paredes, e nos furos grandes e pequenos nas contravergas. Os marcos das janelas poderão ser instalados assim como o foram os marcos das portas, ou depois de completado o vão. Os furos grandes adjacentes ao marco deverão ser preenchidos pela mesma argamassa utilizada nas paredes, seguindo-se sempre a recomendação do projetista quanto à dimensão mínima para cada lado do vão.

O procedimento de montagem das paredes continuará sempre de três em três fiadas, até atingir o nível superior dos vãos de portas e janelas. Nestes locais serão preparadas as vergas com os mesmos blocos especiais indicados para as contravergas.

Vergas de portas e janelas – normalmente nestes locais, há armação de aço. Esta deverá ser instalada antes da colocação dos blocos especiais necessários à composição da verga. Caso a verga tenha mais de uma fiada, a armação deverá ser precedida dos blocos especiais.

O procedimento de verificação dos alinhamentos e prumo será repetido e a aplicação da argamassa para a estabilização das paredes será liberada. A montagem das paredes

continuará até o nível desejado, horizontal, para receber a laje ou inclinado, para compor as empenas.

Caso o projetista deseje executar uma cinta em todo o contorno, na finalização das paredes, isto é possível. O procedimento é similar ao que foi explicado para a construção das contravergas. Dois pontos muito importantes, que deverão ser seguidos antes de se distribuir a armação inferior da cinta, são: (i) os copos de plástico de 50 ml serão obrigatórios para se evitar que os furos grandes sejam preenchidos pela argamassa ou graute abaixo da cinta; e (ii) será necessário não se esquecer dos furos de redes elétricas e hidráulicas que ultrapassarão a cinta.

Lajes – para a concretagem da laje (maciça ou pré-moldada), os machos dos blocos poderão ser retirados, a critério do engenheiro projetista. Independente da opção utilizada, blocos com ou sem os machos, a concretagem da laje só poderá ocorrer se todos os furos que não forem passagem de rede elétrica ou hidráulica receberem um copo plástico de 50 ml com a finalidade de se evitar o preenchimento deles abaixo do nível da laje.

Empena – o degrau da empena, dependendo do tipo de telha e inclinação utilizadas, poderá seguir às seguintes sugestões:

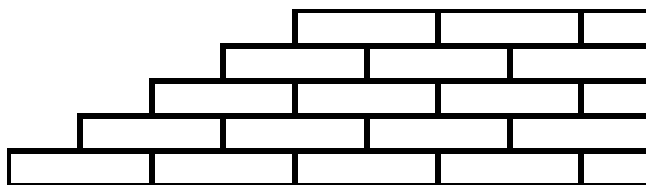


FIGURA A.8 – Degrau para 74% de inclinação – 110 mm na horizontal e 100 mm na vertical

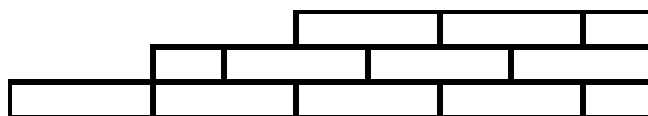


FIGURA A.9 – Degrau para 43 % de inclinação – 220 mm na horizontal e 100 mm na vertical

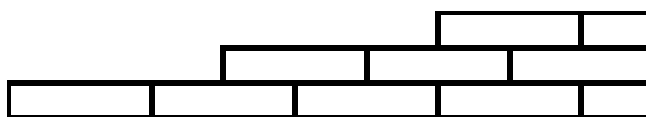


FIGURA A.10 – Degrau para 29 % de inclinação – 330 mm na horizontal e 100 mm na vertical

O arremate da empena poderá ocorrer em concreto ou argamassa, não se esquecendo de vedar os furos grandes dos blocos, com copos plásticos de 50 ml, antes da aplicação do concreto ou da argamassa.

Duas opções mais econômicas são recomendadas para o arremate da empena. A primeira pode ser com um perfil U, composto por duas cantoneiras de abas desiguais. A aba vertical deve ter no mínimo 110 mm, suficiente para cobrir o degrau, e a outra aba deverá ter no mínimo 37 mm. As duas cantoneiras deverão ser travadas por chapas de aço ou régua de madeira necessárias para ajustar o perfil U. A segunda opção é utilizar internamente o caibro encostado na empena e na parte externa aplicar uma régua de madeira ou metálica para cobrir os degraus. Esta peça externa pode ser fixada ao caibro por meio de parafusos que ultrapassarão as duas peças de madeira, segundo ASSIS (2004).

A.3- Produção do bloco encaixável

Baseando-se em ASSIS e CHAHUD (2004), apresentar-se-á, a seguir, o fluxograma de fabricação do bloco de solo-cimento denominado tijolito, com o objetivo de chamar a atenção do leitor para o cuidado necessário a que o produto tenha a padronização exigida pelo tipo de tecnologia em questão. Para isso, serão utilizados alguns dados extraídos de um trabalho apresentado, pelos autores, no III Seminário Ibero-americano de Construção com Terra (SIACOT), ocorrido em 2004, na Argentina.

O referido processo inicia-se com a extração do solo na jazida, uma tarefa, realmente, bastante importante. Com o objetivo de elucidar um pouco mais o trabalho que se executa antes de autorizar a extração do solo, listar-se-á os seguintes pontos:

- a jazida a ser pesquisada deverá estar dentro de um raio máximo de 5 km, tomando a fábrica como o centro do círculo;
- a jazida deverá ter um volume de solo suficiente para que a fábrica possa trabalhar no mínimo 10 anos, ou o necessário para a construção que se deseja fazer, sem que a instalação seja mudada;
- o solo, depois de estudado, terá que apresentar as características mínimas necessárias à sua utilização no solo-cimento;
- deverá ser feito o estudo do impacto ambiental e, a partir dele, deverá ser verificada a possibilidade de exploração do solo;

- a extração superficial deverá ser possível, sem que se demande o uso de equipamentos especiais para a sua retirada;
- a extração do solo deverá mostrar-se economicamente viável, incluindo-se os gastos necessários às correções do perfil do terreno após a avaliação do impacto ambiental.

FLUXOGRAMA DE FABRICAÇÃO DO TIJOLITO

Concepção e desenvolvimeto tecnológico - Msc Prof. João Batista Santos de Assis

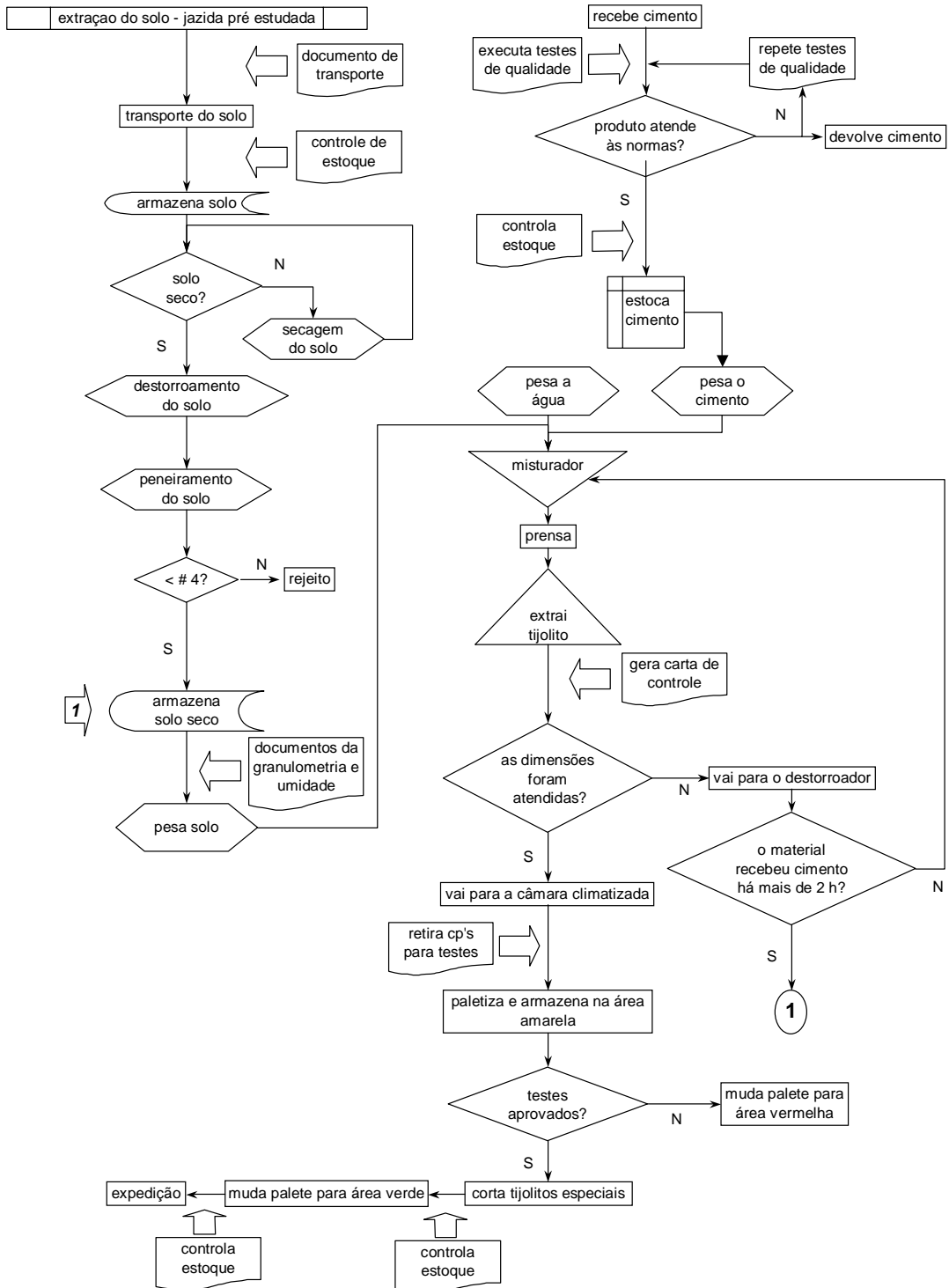


FIGURA A.11 – Fluxograma do processo de fabricação do tijolito

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)