

**Estudo Teórico e Experimental das Ligações
Diretas Contra-Fiadas entre Paredes de Blocos de
Concreto em Escala Real e Reduzida 1:4**

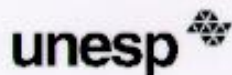
ENG. RODRIGO MENOSSI MAURÍCIO

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

ORIENTADOR: PROF. DR. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

ILHA SOLTEIRA – SP

2005



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DAS LIGAÇÕES DIRETAS CONTRA-FIADAS
ENTRE PAREDES DE BLOCOS DE CONCRETO EM ESCALA REAL E REDUZIDA 1:4

AUTOR: RODRIGO MENOSSI MAURICIO

ORIENTADOR: Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA
CIVIL pela Comissão Examinadora:

Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

Dr. ROGÉRIO DE OLIVEIRA RODRIGUES

Dr. LUIZ ROBERTO PRUDÊNCIO JÚNIOR

Data da realização: 18 de março de 2005

Presidente da Comissão Examinadora
Dr. JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

“Confia no Senhor de todo o teu coração, e não pensa que a tua própria capacidade é suficiente para resolver todos os teus problemas”.

Provérbios 3:4

Dedico este trabalho:

A meus pais Carlos e Vitória,

A meu irmão Rogério e

A minha namorada Juliana

AGRADECIMENTOS

A Jesus Cristo, que é o meu amigo verdadeiro e está presente em todos os momentos da minha vida.

Ao professor e amigo Jefferson Camacho, que nestes 4 anos de convívio, desde os tempos de iniciação científica, mostrou ser muito mais do que um orientador, instruindo-me, orientando nos caminhos a serem trilhados e ajudando-me a tomar decisões importantes através de seu conhecimento, dedicação, amizade, comprometimento, paciência e incentivos.

A meus pais, Carlos e Vitória que sempre me apoiaram e estiveram presentes, mesmo estando distantes fisicamente.

A meu irmão Rogério, que em sua carreira de jogador de futebol, é um exemplo de persistência na busca da excelência.

À minha namorada Juliana, que me ajudou nas correções, e, no decorrer do trabalho, motivou-me através de suas palavras de afirmação e gestos de carinho.

Ao pesquisador e grande amigo Rodrigo Andolfato, que através de seus amplos conhecimentos, e pela transparência comigo desde os tempos de iniciação científica, motivou-me a um desenvolvimento intelectual e ao aprendizado de conteúdos importantes para a produção deste trabalho, um destes foi a modelagem em elementos finitos.

Aos técnicos do laboratório, Denis, Ronaldo, Silvio, Gilson e Gilberto que contribuíram efetivamente com suas habilidades e profissionalismo para a conclusão deste trabalho.

A meus amigos de mestrado Rodrigo Andolfato, Pedro Segundinho, Barbara Logullo, José Eduardo Ribeiro, Rômulo Menossi, Flávio Sato, Wilson Silva, Márcio Martins, Marcela Jodas, Tarso Cavazzana, Hamilton Kiryu, Luciano Perez e Michel Almeida.

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, que foi responsável pelo financiamento da pesquisa e pela bolsa concedida a mim.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	v
Resumo.....	viii
Abstract.....	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Histórico da Alvenaria Estrutural	1
1.2 Modelos Físicos Reduzidos na Alvenaria Estrutural.....	8
1.3 O Problema	11
1.4 Objetivos.....	12
1.5 Justificativa.....	13
1.6 Estrutura da Dissertação	14
2 AÇÕES VERTICAIS NAS ESTRUTURAS	16
2.1 Generalidades	16
2.2 Interação entre Paredes.....	17
2.3 Distribuição das Ações Verticais.....	20
2.3.1 Paredes Isoladas.....	20
2.3.2 Grupos Isolados de Paredes.....	22
2.3.3 Grupos de Paredes com Interação	24
2.3.4 Modelo Tridimensional em Elementos Finitos	25

3	PRODUÇÃO E CORRELAÇÃO DAS UNIDADES.....	26
3.1	Escala Real	26
3.2	Escala Reduzida.....	28
3.2.1	Procedimentos Para Produção dos Blocos na Escala Reduzida	31
3.2.2	Ensaio das Unidades	32
3.2.3	Ajuste do Traço Úmido	33
3.2.4	Definição do Traço Ótimo.....	39
4	ENSAIO DAS UNIDADES	41
4.1	Generalidades	41
4.2	Escala Real	41
4.2.1	Capeamento	42
4.2.2	Determinação da Resistência à Compressão Axial	43
4.2.3	Determinação do Módulo de Deformação.....	43
4.2.4	Resultados Obtidos	45
4.3	Escala Reduzida.....	49
4.4	Correlação entre Unidades e Análise dos Resultados	53
5	ENSAIO EM PRISMAS	56
5.1	Generalidades	56
5.2	Escala real.....	56
5.2.1	Montagem dos Prismas.....	57
5.2.2	Instrumentação	58
5.2.3	Resultados Obtidos	59
5.3	Argamassas.....	64

5.4	Escala Reduzida.....	65
5.4.1	Montagem dos Prismas na Escala (1:4).....	65
5.4.2	Instrumentação	66
5.4.3	Resultados Obtidos	67
5.5	Correlação entre Prismas e Análise dos Resultados	71
6	ENSAIOS EM PAREDES	74
6.1	Generalidades	74
6.2	Escala Real	74
6.2.1	Montagem das Paredes	74
6.2.2	Instrumentação	78
6.2.3	Resultados Obtidos	79
6.3	Escala Reduzida.....	82
6.3.1	Montagem das Paredes na Escala 1:4.....	82
6.3.2	Instrumentação	84
6.3.3	Resultados Obtidos	86
6.4	Correlação entre Paredes e Análise dos Resultados	90
7	CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA	95
7.1	Escala Real	95
7.2	Escala Reduzida.....	98
7.3	Resumo Geral	100
8	ENSAIOS EM PAREDES H	101
8.1	Descrição dos Ensaios em Paredes H.....	101

8.2	Escala Real	103
8.2.1	Montagem das Paredes H	103
8.2.2	Instrumentação	104
8.2.3	Resultados – Paredes H Tipo 1	107
8.2.4	Resultados - Paredes H Tipo 2 (apoiadas).....	112
8.3	Escala Reduzida.....	117
8.3.1	Montagem das Paredes H na Escala 1:4.....	117
8.3.2	Instrumentação	118
8.3.3	Resultados Paredes H Tipo 1	119
8.3.4	Resultados Paredes H Tipo 2 (apoiadas).....	121
9	ENSAIO AO CISALHAMENTO NAS UNIDADES.....	123
9.1	Escala Real	123
9.2	Escala Reduzida.....	127
10	ANÁLISE DOS RESULTADOS	129
I	Escala Real	129
10.1	Paredes H Tipo 1	129
10.1.1	Analogia entre as Cargas de Ruptura	129
10.1.2	Deformações – Parede Central	131
10.1.3	Deformações – Paredes Laterais (Abas).....	132
10.2	Paredes H Tipo 2 (apoiadas).....	135
10.2.1	Analogia entre as Cargas de Ruptura	135
10.2.2	Deformações – Parede Central	136
10.2.3	Deformações – Paredes Laterais (Abas).....	141

10.2.4	1ª Simulação em Elementos Finitos	147
10.2.5	Forma de Ruptura Apresentada	150
10.2.6	Modelo Experimental de Transferência de Cargas.....	152
10.2.7	2ª Simulação em Elementos Finitos – Análise Linear – SAP 2000	155
II	Escala Reduzida.....	165
10.3	Paredes H Tipo 1	165
10.3.1	Analogia entre as Cargas de Ruptura	165
10.3.2	Deformações na Parede Central	165
10.3.3	Deformações nas Paredes Laterais (Abas)	166
10.3.4	Correlação entre Escalas – Paredes H tipo 1	168
10.4	Paredes H Tipo 2 (apoiadas).....	169
10.4.1	Analogia entre as Cargas de Ruptura	169
10.4.2	Deformações na Parede Central	170
10.4.3	Deformações nas Paredes Laterais (Abas)	171
10.4.4	Correlação entre Escalas – Paredes H tipo 2	175
11	COMENTÁRIOS FINAIS E CONCLUSÕES.....	178
12	REFERÊNCIAS	185
13	ANEXOS I.....	191
14	ANEXOS II	204

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Pirâmide de Queóps	1
Figura 1.2 – Coliseo romano. <i>Fonte SILVA (2003)</i>	2
Figura 1.3 – Monadnock, 2001. <i>Fonte SILVA (2003)</i>	3
Figura 1.4 – Conjunto habitacional “Central Parque da Lapa”	4
Figura 1.5 – Foto do ensaio em um edifício em escala real. <i>Fonte HENDRY (1998)</i>	6
Figura 1.6 – Foto de um ensaio de um edifício real. <i>Fonte JAPÃO (1993)</i>	7
Figura 2.1 – Espalhamento do carregamento em paredes adjacentes (CURTIN et al, 1984)	19
Figura 2.2 – Interação entre canto de paredes, adaptado de CORRÊA & RAMALHO (2003)	19
Figura 2.3 – Transferência de cargas verticais para paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981).....	21
Figura 2.4 – Transferência de cargas verticais para grupo de paredes. Adaptado de HENDRY (1981).....	23
Figura 2.5 – Modelo em elementos finitos (SAP2000®).....	25
Figura 3.1 – Aferição de massa	27
Figura 3.2 – Vibro-prensa e produção dos blocos na escala reduzida.....	28
Figura 3.3 – Produção dos blocos na escala reduzida	32
Figura 3.4 – Seqüência de capeamento dos blocos	32
Figura 3.5 – Ensaio a compressão dos blocos	33
Figura 3.6– Relação grau de compactação x resistência (tabela 3.7).....	35
Figura 3.7 – Sistema de aquisição de dados	37
Figura 3.8 – Gráfico Tensão x Deformação	38
Figura 4.1 – Seqüência do capeamento	43
Figura 4.2 – Colagem das cantoneiras e fixação dos relógios de milésimo e centésimo	44
Figura 4.3 – Esquema de posicionamento dos extensômetros. <i>Fonte: ANDOLFATO (2002)</i>	45
Figura 4.4 – Blocos instrumentados com extensômetros elétricos.....	45
Figura 4.5 – Preparação para ensaio – Sistema de aquisição de dados	46
Figura 4.6 – Gráfico Tensão x Deformação, uso de relógios comparadores.....	47
Figura 4.7 – Gráfico Tensão x Deformação, uso de extensômetros.....	48

Figura 4.8 – Gráfico comparativo Tensão x Deformação – média dos relógios e extensômetros	48
Figura 4.9 – Modos de ruptura apresentados.....	49
Figura 4.10 – Colagem de extensômetro na escala reduzida.....	50
Figura 4.11 – Gráfico Tensão x Deformação das unidades.....	52
Figura 4.12 – Forma de ruptura das unidades (1:4).....	52
Figura 4.13 – Gráfico Comparativo Tensão x Deformação.....	54
Figura 4.14 – Gráfico Comparativo Módulos a 40%, uso de extensômetros.....	55
Figura 5.1 – Esquema de montagem dos prismas	57
Figura 5.2 - Esquema de ensaio dos prismas.....	59
Figura 5.3 – Gráfico da média tensão x deformação da alvenaria, uso de relógios comparadores.....	61
Figura 5.4 – Gráfico da média tensão x deformação das unidades intermediárias, uso de extensômetros	61
Figura 5.5 – Gráfico da média tensão x deformação, uso de relógios e extensômetros	62
Figura 5.6 – Modo de ruptura dos prismas.....	63
Figura 5.7 – Gráfico Tensão x Deformação dos corpos-de-prova de argamassa.....	64
Figura 5.8 – Modo de ruptura da argamassa	65
Figura 5.9 – Montagem e posicionamento dos transdutores de deslocamento (LVDT) nos prismas.....	66
Figura 5.10 – Gráfico da média tensão x deformação da alvenaria, uso de LVDT.....	68
Figura 5.11 – Gráfico da média tensão x deformação da unidade intermediária, uso de extensômetros	68
Figura 5.12 – Gráfico da média tensão x deformação, comparação relógios e extensômetros	69
Figura 5.13 – Modo de ruptura dos prismas.....	70
Figura 5.14 – Gráfico Comparativo Tensão x Deformação da alvenaria (LVDT).....	72
Figura 5.15 – Gráfico Comparativo Tensão x Deformação das unidades intermediárias (Extensômetro)	72
Figura 5.16 – Gráfico Comparativo: Módulos a 2 MPa – alvenaria (Transdutores de Deslocamentos)	73
Figura 5.17 – Gráfico Comparativo: Módulos a 2 MPa – unidades intermediárias (Extensômetro)	73
Figura 6.1 – Escantilhões para auxiliar na construção das paredes.....	75

Figura 6.2 – Seqüência de montagem das paredes	75
Figura 6.3 – Execução das juntas horizontais e verticais	76
Figura 6.4 – Esquema para utilização nos ensaios	77
Figura 6.5 – Extensômetro, relógio, LVDT e sistema de aquisição de dados.....	78
Figura 6.6 – Posicionamento do relógio horizontal.....	78
Figura 6.7 – Gráfico Tensão x Deformação – alvenaria – (LVDT)	80
Figura 6.8 – Gráfico Tensão x Deformação – blocos da 3° fiada – (Extensômetros)	80
Figura 6.9 – Média Tensão x Deformação, comparando – Extensômetros e LVDT	81
Figura 6.10 – Modo de ruptura das paredes	82
Figura 6.11 – Montagem das paredes.....	83
Figura 6.12 – Cura e capeamento das paredes.....	84
Figura 6.13 – Esquema de posicionamento dos instrumentos de leitura.....	85
Figura 6.14 – (a) -Posicionamento de LVDT, relógios e extensômetros e	85
Figura 6.15 – Gráfico Tensão x Deformação da alvenaria nas paredes (LVDT).....	87
Figura 6.16 – Gráfico Tensão x Deformação dos blocos nas paredes (Extensômetro).....	87
Figura 6.17 – Gráfico comparativo Extensômetros e LVDT's	88
Figura 6.18 – Modo de ruptura das paredes	89
Figura 6.19 – Gráfico Tensão x Deformação da Alvenaria nas Paredes (LVDT).....	92
Figura 6.20 – Gráfico Tensão x Deformação dos Blocos nas Paredes (Extensômetros)	93
Figura 6.21 – Gráfico Módulo a 1,5 MPa da Alvenaria nas Paredes (LVDT).....	94
Figura 6.22 – Gráfico Módulo a 1,5 MPa dos Blocos nas Paredes (Extensômetros).....	94
Figura 7.1 – Média Tensão x Deformação de blocos, prismas e paredes (Relógios e LVDTs).....	97
Figura 7.2 – Média Tensão x Deformação de blocos, prismas e paredes (Extensômetros) 97	
Figura 7.3 – Gráfico da média Tensão x Deformação dos blocos, prismas e paredes (Extensômetros).....	99
Figura 8.1 – Tipos de paredes a serem ensaiadas	101
Figura 8.2 – Representação esquemática do ensaio em paredes H na escala real.....	102
Figura 8.3 – Modulação das fiadas e dimensões dos corpos-de-prova (escala real).....	103
Figura 8.4– (a) Escantilhão e (b) assentamento de blocos instrumentados	103
Figura 8.5 – Seqüência de montagem das paredes H	104
Figura 8.6 – Instrumentação das paredes (sem extensômetros)	105
Figura 8.7 – Detalhes da calibração das unidades instrumentadas com extensômetros....	105
Figura 8.8 – Numeração dos extensômetros nas paredes	106

Figura 8.9 – Instrumentação das paredes com extensômetros.....	106
Figura 8.10 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH1_01).....	107
Figura 8.11 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1-01 (sem extensômetros).....	108
Figura 8.12 – Gráfico Carga x Deslocamento de pontos da parede central PH1_01	108
Figura 8.13 – Detalhes da forma de ruptura (PH1_02)	109
Figura 8.14 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1_02 (com extensômetros).....	109
Figura 8.15 – Gráfico Carga x Deslocamento de pontos da parede central (PH1_02).....	110
Figura 8.16 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH1_03).....	110
Figura 8.17 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1-03 (sem extensômetros).....	111
Figura 8.18 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central e aba (PH1_03).....	111
Figura 8.19 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_01).....	112
Figura 8.20 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central.....	113
Figura 8.21 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_02).....	114
Figura 8.22 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central.....	114
Figura 8.23 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_02).....	115
Figura 8.24 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH2_03 (com extensômetros).....	115
Figura 8.25 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central.....	116
Figura 8.26 – Seqüência de montagem das paredes H na escala reduzida.....	117
Figura 8.27 – Instrumentação das paredes (sem extensômetros)	118
Figura 8.28 – Instrumentação das paredes com extensômetros.....	119
Figura 8.29 – Detalhe da forma de ruptura Paredes H tipo 1 – parede central não apoiada	120
Figura 8.30 – Detalhe da forma de ruptura Paredes H tipo 2 – apoiadas na base	122
Figura 9.1 – Tipos de ensaio ao cisalhamento de blocos.....	124
Figura 9.2 – Ensaio tipo A.....	125
Figura 9.3 – Ensaio tipo C	126
Figura 9.4 – Blocos ensaio tipo B	126
Figura 9.5 – Forma de ruptura dos blocos contrafiados das paredes H.....	126
Figura 9.6 – Disposição de ensaio na escala reduzida.....	127
Figura 9.7 – Forma de ruptura das paredes H (1:4) e ensaio ao cisalhamento na unidade.....	128

Figura 10.1 – Parede central com 6 blocos contrafiados.....	130
Figura 10.2 – Forma de ruptura parede H tipo 1	130
Figura 10.3 – Deformações nos extensômetros da parede central	131
Figura 10.4 – Deformações nos extensômetros da parede central	131
Figura 10.5 – Deformações nos extensômetros da parede central	132
Figura 10.6 – Deformações nos extensômetros da parede lateral	133
Figura 10.7 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas	133
Figura 10.8 – Forma de ruptura - Blocos contrafiados cisalhados	136
Figura 10.9 – Deformações nos extensômetros da parede central	137
Figura 10.10 – Deformações nos extensômetros da parede central	138
Figura 10.11 – Deformações nos extensômetros da parede central	139
Figura 10.12 – Bielas de compressão com inclinação aproximada de 45°	140
Figura 10.13 – Inclinação da biela de tensões e Área principal de transferência de cargas	141
Figura 10.14 – Disposição dos extensômetros na aba.....	141
Figura 10.15 – Deformações nos extensômetros da parede lateral (aba)	142
Figura 10.16 – Carga x Deformação – Gráfico comparativo – Parede central e aba	143
Figura 10.17 – Carga x Deformação – Gráfico comparativo – Parede central e aba	144
Figura 10.18 – Deformações – Gráfico comparativo – Parede central e aba	144
Figura 10.19 – Curva tensão x deformação e equação da curva (ensaio de paredes)	145
Figura 10.20 – Malha gerada pelo programa FEISdec.....	148
Figura 10.21 – Direções das Tensões Principais Positivas.....	149
Figura 10.22 – Direções das Tensões Principais Negativas	149
Figura 10.23 – Formação de fissuras na região da ligação.....	150
Figura 10.24 – Instante da ruptura 1	150
Figura 10.25 – Instante da ruptura 2.....	151
Figura 10.26 – Carga atuante por fiada – Regiões de transferência	152
Figura 10.27 – Transferência de Cargas nos Painéis.....	154
Figura 10.28 – Discretização 1, Elementos de Shell.....	156
Figura 10.29 – Discretização 2, Elementos de Shell	157
Figura 10.30 – Discretização 5, Elementos de Sólido.....	158
Figura 10.31 – Discretização 7, Elementos de Sólido.....	159
Figura 10.32 – Comparação das Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 60 kN.....	160

Figura 10.33 – Comparação de Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 100 kN.....	160
Figura 10.34 – Comparação de Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 150 kN.....	161
Figura 10.35 – Comparação SAP 6 e Experimental, Carga Atuante nas Fiadas.....	162
Figura 10.36 – Extrapolações Numéricas, Carga de 150 kN.....	163
Figura 10.37 – Deformações nos extensômetros da parede central	166
Figura 10.38 – Deformações nos extensômetros da parede lateral	167
Figura 10.39 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas	167
Figura 10.40 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas	168
Figura 10.41 – Detalhe da forma de ruptura – blocos cisalhados.....	170
Figura 10.42 – Deformação dos extensômetros na Parede Central (PH2_03).....	171
Figura 10.43 – Deformação dos extensômetros na Aba (PH2_03).....	172
Figura 10.44 – Deformação dos extensômetros na Parede central e Aba	173
Figura 10.45 – Curva tensão x deformação e equação da curva em escala reduzida.....	174
Figura 10.46 – Relação entre Cargas de ruptura de parede simples e painéis H.....	175
Figura 10.47 – Formas de ruptura – (a) escala reduzida (b) escala real.....	176
Figura 10.48 – Deformação dos extensômetros na Parede central.....	177
Figura 10.49 – Deformação dos extensômetros na Aba.....	177
Figura 14.1 – Gráfico comparativo.....	206
Figura 14.2 – Gráfico comparativo.....	207
Figura 14.3 – Gráfico comparativo.....	208
Figura 14.4 – Corpos-de-prova para ensaio de aderência	209

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Composição do traço utilizado em escala real.....	26
Tabela 3.2 – Dados obtidos com o traço utilizado na obra.....	28
Tabela 3.3 – Traço seco dos blocos na escala (1:4).....	29
Tabela 3.4 – Composição da areia na escala reduzida (1:4).....	30
Tabela 3.5 – Composição do pedrisco na escala (1:4)	31
Tabela 3.6 – Determinação do traço: ensaio piloto	34
Tabela 3.7 - Determinação do traço	35
Tabela 3.8 – Novo traço seco testado	36
Tabela 3.9 – Classificação final dos blocos a serem ensaiados.....	37
Tabela 4.1 – Média dos resultados – Blocos – Escala Real	46
Tabela 4.2 – Média dos resultados obtidos – Blocos – Escala Reduzida.....	51
Tabela 4.3 – Média dos Resultados e Teste t de student	53
Tabela 5.1 – Média dos resultados obtidos – Prismas – Escala Real	59
Tabela 5.2 – Ensaio da Argamassa industrializada seguindo o traço definido pelo fabricante	64
Tabela 5.3 – Média dos resultados obtidos– Prismas – Escala Reduzida	67
Tabela 5.4 – Resultados obtidos para os Prismas escala real e reduzida.....	71
Tabela 6.1 – Média dos resultados obtidos – Paredes – Escala Real	79
Tabela 6.2 – Média dos resultados obtidos – Paredes – Escala Reduzida.....	86
Tabela 6.3 – Resultados obtidos para as Paredes escala real e reduzida.....	90
Tabela 7.1 – Resistência, deformação, módulo e coeficiente de variação	95
Tabela 7.2 – Eficiência de prismas e paredes.....	96
Tabela 7.3 – Resistência, deformação, módulo e coeficiente de variação	98
Tabela 7.4 – Eficiência de prismas e paredes.....	99
Tabela 7.5 – Resumo dos resultados obtidos.....	100
Tabela 8.1 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 1	107
Tabela 8.2 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 2 (apoiadas na base).....	112
Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 1	119
Tabela 8.4 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 2 (apoiadas na base).....	121
Tabela 9.1 – Carga de ruptura das paredes e por bloco contrafiado.....	124
Tabela 9.2 – Ensaio ao cisalhamento em blocos	125
Tabela 9.3 – Ensaio ao cisalhamento em blocos na escala reduzida.....	127

Tabela 10.1 – Deformações nos extensômetros da parede central e abas - 1ª e 2ª fiadas .	134
Tabela 10.2 – Cargas na parede central e transferência para as laterais.....	146
Tabela 10.3 – Cargas na parede central e transferência para as laterais.....	163
Tabela 10.3 – Cargas na parede central e transferência para as laterais.....	174
Tabela 13.1– Resultados dos blocos B50 (162)	191
Tabela 13.2 – Resultados dos blocos B50 (164)	192
Tabela 13.3 – Resultados dos blocos B40 (162)	193
Tabela 13.4 – Resultados dos blocos B40 (164)	194
Tabela 13.5 – Resultados dos blocos na escala real	195
Tabela 13.6 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Real – Deformação a 2,5 MPa.....	196
Tabela 13.7 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Real – Deformação na Ruptura.....	197
Tabela 13.8 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Reduzida	198
Tabela 13.9 – Resultados – Deformações a tensão de 2 MPa – Prismas – Escala Real....	198
Tabela 13.10 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Prismas – Escala Real.	199
Tabela 13.11 – Resultados obtidos – Deformações a tensão de 2 MPa – Prismas – Escala Reduzida.....	199
Tabela 13.12 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Prismas – Escala Reduzida.....	200
Tabela 13.13 – Resultados obtidos – Deformações a tensão de 1,5 MPa – Paredes – Escala Real.....	200
Tabela 13.14 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Paredes– Escala Real..	201
Tabela 13.15 – Resultados obtidos – Deformações a 40% – Paredes – Escala Reduzida.	201
Tabela 13.16 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Paredes– Escala Reduzida	202
Tabela 13.17 – Ensaio ao cisalhamento – Tipo B – Escala Real.....	202
Tabela 13.18 – Ensaio ao cisalhamento –Escala Reduzida.....	203
Tabela 14.1 – Quantitativo de corpos-de-prova	205
Tabela 14.2 – Ensaio à compressão axial – Prismas – Escala Reduzida.....	206
Tabela 14.3 – Ensaio à compressão axial – Prismas – Escala Real.....	207
Tabela 14.4 – Ensaio de Aderência – Escala Reduzida.....	208

RESUMO

MAURÍCIO, R. M. (2005). Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4. Ilha Solteira, 210p. Dissertação (Mestrado). Unesp – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

O principal objetivo do trabalho foi desenvolver o estudo de ligações diretas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4. Foram realizados ensaios de resistência à compressão axial e medidas as deformações em blocos, prismas e paredes nas duas escalas. Também foram montadas paredes em forma de H assentadas sobre bases de concreto armado. Estas foram construídas de 2 formas: na primeira, chamada de PH1, foram construídas 3 (três) unidades de modo que a parede central não possuísse apoio em sua base, com isso, todo o carregamento aplicado foi transferido para as abas. Na segunda forma, chamada PH2, foram montadas 3 (três) unidades, e, nestas, a parede central ficou apoiada em sua base, dessa maneira, observou-se os efeitos de transferência de carga entre paredes, simulando uma estrutura real, onde geralmente todas as paredes da edificação são apoiadas em outras paredes ou em vigas baldramas. Na confecção dos corpos-de-prova, nas duas escalas em estudo, foi empregada uma argamassa industrializada usada comercialmente. O carregamento foi introduzido de forma centrada, e as deformações foram medidas através de relógios comparadores e de extensômetros elétricos. Para a análise dos resultados foram empregados testes estatísticos, validando estatisticamente as conclusões. Também foi empregada uma análise através de elementos finitos, simulando os ensaios experimentais realizados, comparando-se os resultados e readequando o modelo numérico. Os resultados obtidos permitiram uma avaliação da eficiência dos modelos numéricos empregados e os ajustes necessários nos mesmos, o entendimento da forma de transferência das ações verticais entre as paredes interligadas e as correlações entre as escalas estudadas.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, ligações, blocos, concreto, prismas, paredes, modelos físicos reduzidos.

ABSTRACT

MAURÍCIO, R.M. (2005). Theoretical and experimental study of direct stretcher bond connections between walls of concrete blocks in real and small-scale 1:4. Ilha Solteira, 210p. Dissertation (Mastering). Unesp – São Paulo State University, Ilha Solteira.

The main objective of this research was to develop a study of direct bond (stretcher bond) connections between walls of concrete blocks in real and 1:4 small-scale. In order to know the mechanical properties, it was accomplished shear and axial strength tests where it was also measured the strain in blocks, prisms and walls for both scales. It was executed walls in the “H” form supported by reinforced concrete base. These walls were done in two different ways, the first was called PH1, (with 3 specimens) it had no support in its central wall base, thus forcing that all the load imposed to it was transferred to the lateral walls throughout the connections. The second kind, which was called PH2, with also 3 specimens, was entirely support in its base. This was done in order to observe the load transference effects among walls simulating conventional structures, where all the walls are support over other walls or foundation beams. The specimens in both scales were made using industrialized mortar commercially used. The load was centralized imposed and strains were measurements by electrical displacement gages and strain gages. Statistical tests were used in the result analysis, statistically validating the conclusions. A finite element analysis was also used attempting to simulate the accomplished experimental tests, being this analytical model compared to the experimental results and then, by retrofitting the numerical analysis approaching their results. The obtained results allowed: an evaluation of the efficiency of the numeric models employed and the necessity of retrofitting the analysis; the comprehension in the way of transference of the vertical actions between the interlinked walls; and the correlations among the studied scales.

Key-words: structural masonry, connections, blocks, concrete, prisms, walls, reduce physical models.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Histórico da Alvenaria Estrutural

Segundo ALMEIDA, em uma edição organizada por SÁNCHEZ (2002), a palavra alvenaria significa, no mais claro e conciso sentido enciclopédico, o "Elemento construtivo representado pela superposição de pedras ou outros materiais, unidos ou não por argamassa. Conjunto que compõe paredes e muros, com finalidade estrutural ou de vedação".

A alvenaria é uma das mais antigas formas de construção empregadas pelo homem. Desde a Antigüidade ela tem sido utilizada largamente pelo ser humano em suas habitações, monumentos e templos religiosos. Alguns exemplos expressivos podem ser citados, como:

- as pirâmides de Guizé (Quéfren, Queóps e Miquerinos) (figura 1.1), em que foram utilizados mais de dois milhões de blocos de pedra,



Figura 1.1 – Pirâmide de Queóps¹

¹ MICROSOFT ENCARTA 2001 ENCYCLOPEDIA (2001). Microsoft Corporation

- o farol de Alexandria, com altura superior a 130 m,
- o coliseo romano, com mais de 500m de diâmetro e 50m de altura (figura 1.2)
- e as grandes catedrais góticas, construídas na idade média, com vãos significativos e uma bela arquitetura, realizada com a utilização de arcos e abóbadas.



Figura 1.2 – Coliseo romano. Fonte SILVA (2003)

Com a evolução dos conhecimentos, estudiosos passaram a se preocupar com o comportamento estrutural das construções, criando teorias que vieram explicar alguns detalhes isolados, como por exemplo, a teoria de Aristóteles para arcos que resistiam às cargas gravitacionais, a teoria de Leonardo da Vinci para explicar o mecanismo interno de ação entre os elementos de um arco e a teoria matemática de Euler que equacionou a carga de flambagem de colunas.

Entre os séculos XIX e XX, obras de maior porte foram construídas em alvenaria, com base em modelos racionais, servindo como exemplo clássico o edifício “Monadnock” (figura 1.3), construído em Chicago entre 1889 e 1891, com 16 pavimentos e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuem 1.80 metros de espessura.



Figura 1.3 – Monadnock, 2001. *Fonte SILVA (2003)*

A partir do início do século passado, com o advento do concreto e do aço, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura com peças de reduzidas dimensões, a utilização da alvenaria não foi tratada na forma de sistema construtivo técnico como as construções de concreto armado. Em consequência, as pesquisas e o desenvolvimento da alvenaria se estagnaram, e, neste período, a sua utilização ficou relegada a construções de pequeno porte.

A partir da década de 50, a utilização da alvenaria ganhou novo impulso após a realização de uma série de experimentações realizadas na Europa. Com isso, foi possível a criação de normas para projeto e execução de obras, fazendo com que as mesmas se tornassem competitivas com as demais técnicas existentes.

No Brasil, o sistema construtivo em alvenaria é utilizado desde que os portugueses aqui desembarcaram, no início do século XVI. Entretanto, a alvenaria com blocos estruturais, que pode ser encarada como um sistema construtivo mais elaborado e voltado para a obtenção de edifícios mais econômicos e racionais, demorou muito a encontrar o seu espaço.

O estado de São Paulo foi o grande precursor da alvenaria estrutural no país, pois em 1966, foram construídos os primeiros prédios em alvenaria armada de blocos de concreto, que possuíam quatro pavimentos, e foram construídos no conjunto habitacional “Central Parque da Lapa”.

Em 1968, foi fundada a Reago, primeira indústria de blocos de concreto no Brasil e, em 1972, construíram-se 4 edifícios com 12 pavimentos neste mesmo conjunto (figura 1.4), representando um marco nacional na utilização dessa técnica.



Figura 1.4 – Conjunto habitacional “Central Parque da Lapa”²

Em 1977, utilizando blocos sílico-calcários de 24 cm de largura, foi também construído em São Paulo o edifício “Jardim Prudência”, considerado por FRANCO (1987) como obra pioneira no Brasil para a alvenaria estrutural não armada.

Dessa forma, apesar de sua chegada tardia, o sistema acabou se firmando como uma alternativa eficiente e econômica para a execução de edificações residenciais e também industriais (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

² Associação Brasileira de Construção Industrializada (1990)

A grande vantagem que a alvenaria estrutural apresenta é a possibilidade de incorporar facilmente os conceitos de racionalização, produtividade e qualidade, produzindo, ainda, construções com bom desempenho tecnológico aliado a baixos custos (ROMAN et al., 1999).

Atualmente, no Brasil, o sistema construtivo em alvenaria tem experimentado um grande impulso. Dentro do sistema alvenaria estrutural, a alvenaria não-armada de blocos vazados de concreto parece ser um dos mais promissores, tanto pela economia proporcionada como pelo número de fornecedores já existentes (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

A redução de custo e tempo em uma obra de alvenaria estrutural torna-se efetiva devido ao fato de que tal estrutura se baseia num sistema construtivo racionalizado, no qual os elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que desempenham a função de vedação, a alvenaria (ANDOLFATO, 2002).

Diante dessas grandes vantagens, em especial as de origem econômicas, tornaram-se cada vez maiores os níveis de interesse por este sistema construtivo. A alvenaria estrutural começou a ser empregada correntemente, sem uma adequada normatização do processo e dos produtos envolvidos (MEDEIROS, 1993).

CORRÊA et al em uma publicação organizada por SÁNCHEZ (2002) dizem que ainda hoje não se verifica para esse sistema construtivo o desenvolvimento, quanto ao projeto, que se observa para as estruturas convencionais de concreto armado, apesar da longa história de utilização do grande benefício social que pode advir do desenvolvimento desse sistema construtivo e de seu potencial de crescimento.

“O presente estágio do conhecimento da alvenaria estrutural está fundamentado, quase que integralmente, em resultados de ensaios em unidades, prismas³ e paredes. Os ensaios em unidades e argamassas já não podem mais acrescentar conhecimentos significativos em relação à alvenaria, sendo ainda admitidos por várias normas com o objetivo de se estimar a resistência à compressão e ao cisalhamento. Os ensaios em prismas são mais adequados

³ Prisma: é um conjunto composto pela justaposição de dois ou mais blocos de concreto unidos por junta de argamassa, destinado ao ensaio de compressão axial.

do que os executados em unidades, contudo, esses elementos nem sempre conseguem representar satisfatoriamente as paredes estruturais, dependendo do fenômeno que se deseja reproduzir. Apesar disso, ainda são empregados no desenvolvimento de muitos estudos. Ensaios em paredes reais, normalmente painéis de 1,20 x 2,60m, apresentam como principais inconvenientes um custo maior, a demanda de maior tempo e utilização de equipamentos especiais, nem sempre disponíveis nos laboratórios de pesquisas. Mesmo esses painéis apresentam restrições quando se deseja estudar o comportamento de um elemento estrutural mais complexo ou de um grupo de paredes resistentes”.(CAMACHO, 1995).

Considerando as limitações dos ensaios citados anteriormente e a necessidade de se conhecer o comportamento de elementos estruturais mais complexos, alguns estudos foram realizados em estruturas reais, em escala natural. Exemplo clássico foi um pequeno edifício de cinco pavimentos construído por HENDRY (1998), na década de setenta, ao lado de uma encosta rochosa na Escócia, onde foram realizados vários estudos, dos quais a distribuição das ações verticais entre grupos de paredes, a distribuição de ações horizontais entre as paredes de contraventamento e a simulação do efeito de explosão interna, conforme mostra a figura 1.5.

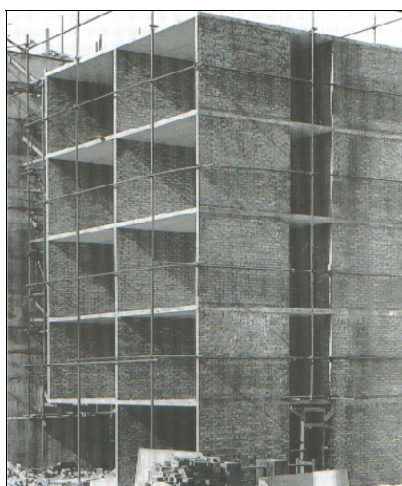


Figura 1.5 – Foto do ensaio em um edifício em escala real. Fonte HENDRY (1998)

Outros exemplos podem ser encontrados nas pesquisas desenvolvidas pelo Building Research Institute, Ministry of Construction, no Japão, onde se vê na figura 1.6 um edifício de cinco pavimentos. No mesmo centro de pesquisas, através de convênios entre

Japão e Estados Unidos, foram desenvolvidos outros estudos em escala natural, dentre os quais destacam-se: dois edifícios de quatro e sete pavimentos, no período de 1979 a 1982, com o objetivo de estudar o desempenho das paredes resistentes, e um edifício de três pavimentos em 1988, também para avaliação do desempenho estrutural.

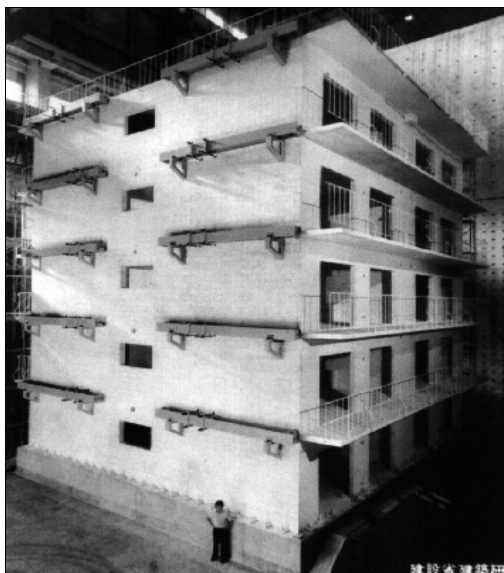


Figura 1.6 – Foto de um ensaio de um edifício real. Fonte JAPÃO (1993)

Desnecessário seria comentar os aspectos relacionados a custo, tempo e complexidade dos equipamentos envolvidos na realização de programas de ensaios dessa natureza e, conseqüentemente, da impossibilidade de sua execução em grandes quantidades, para que tais ensaios pudessem receber tratamentos estatísticos adequados.

Levando-se em consideração os custos para a realização de tal trabalho, muitos pesquisadores dessa área ao redor do mundo foram levados a acreditar que um estudo bem fundamentado da alvenaria estrutural em modelos físicos reduzidos seria uma grande benfeitoria ao conhecimento mais aprofundado das características físico-mecânicas de um conjunto de paredes de alvenaria estrutural. “Um melhor entendimento do comportamento complexo das estruturas de alvenaria é necessário para se conseguir um conceito mais apropriado do estado limite de projeto” (ABBOUD et al., 1990).

1.2 Modelos Físicos Reduzidos na Alvenaria Estrutural

O conceito de usar técnicas de modelagem para estudar o comportamento da alvenaria estrutural é relativamente novo. Conforme registro histórico, a primeira tentativa de se estudar a alvenaria estrutural por intermédio de modelos físicos reduzidos, foi feito por VOGT em 1956. O autor trabalhou, inicialmente, com alvenaria de tijolos, reduzida a um quarto de escala e utilizou, posteriormente, tijolos a um décimo de escala. Esse estudo teve natureza somente exploratória, não tendo fornecido dados que permitissem a obtenção de resultados consistentes quanto ao comportamento daquele material.

No início da década de sessenta, alguns pesquisadores da Universidade de Melbourne, iniciaram estudos com modelos de alvenaria. Esse trabalho alcançou sucesso limitado, devido às dificuldades encontradas para a fabricação dos tijolos em tamanho reduzido e na execução das paredes.

Contudo, melhores resultados foram encontrados por MOHR (1970), trabalhando na escala (1:6), utilizando técnicas melhoradas de produção e montagem da alvenaria. Nos anos 60, teve início, na Universidade de Edimburgo, o estudo da alvenaria através de modelos, tendo como pioneiros os trabalhos de HENDRY e MURTHY (1965), sobre paredes e colunas de tijolos nas escalas (1:3) e (1:6). Baseados nos resultados desses estudos, os autores concluíram que o comportamento em escala real poderia ser repetido pelo princípio da modelagem em escala reduzida. Posteriormente, SINHA e outros (1970) investigaram a ação de cargas horizontais em paredes de contraventamento. Esse estudo foi conduzido em um edifício de cinco pavimentos, em escala natural e em seu modelo na escala (1:6), tendo os autores concluído que, apesar de algumas diferenças na rigidez entre modelo⁴ e protótipo⁵, eles apresentaram um comportamento bastante semelhante.

É importante observar que todos os trabalhos citados anteriormente foram desenvolvidos utilizando-se a alvenaria de tijolos cerâmicos, dando-se bem menos atenção para a alvenaria de blocos de concreto. A primeira tentativa para modelar a alvenaria de blocos de

⁴ **Modelo:** é qualquer representação física de uma estrutura ou porção dela. O modelo é usualmente construído em escala reduzida, e freqüentemente representa um protótipo de uma estrutura específica.

⁵ **Protótipo:** é o elemento estrutural no qual se baseia o modelo.

concreto foi realizada pela NATIONAL BUREAU OF STANDARDS (NBS) no final de sessenta. Cuidadosamente fabricados, os blocos de alvenaria com um quarto de escala foram usados para modelar as estruturas de blocos de concreto. O estudo, entretanto, não foi conclusivo.

Na década de setenta, BAKER (1972) realizou, com sucesso, ensaios em paredes de tijolos nas escalas de (1:3) e (1:6), com cargas axiais e horizontais. Na mesma época, FIORATO e outros (1979) também estudaram a interação entre paredes e pórticos de concreto na escala (1:4), tendo os resultados desses ensaios contribuído para um melhor entendimento do mecanismo de interação entre esses elementos.

A partir de 1975, teve início um amplo programa de pesquisas com modelos físicos de alvenaria estrutural de blocos de concreto, objetivando desenvolver tanto as técnicas de fabricação dos materiais, tais como, blocos, argamassas, grautes⁶ e armaduras, bem como as técnicas de montagem da alvenaria e a busca do conhecimento das correlações entre modelos e protótipos.

Essas pesquisas incluíram programas de estudos do comportamento de prismas submetidos à compressão axial, com e sem grautes, estudos de prismas submetidos a cargas em diferentes direções, para avaliação da resistência das juntas ao corte, estudos de resistência à compressão de paredes armadas, estudos do comportamento dos nós lajes/paredes e resistência à tração da alvenaria.

HARRIS e BECICA (1977) retomaram os estudos do NBS, desenvolvendo, na Universidade de Drexel, metodologia e técnicas de trabalho com blocos vazados de concreto na escala (1:4), concluindo que seria possível o estudo de modelos com esse material.

Na década de oitenta, HAMID e ABOUD (1986) deram continuidade aos estudos de modelos, trabalhando com o mesmo tipo de material usado por HARRIS e BECICA

⁶ **Graute:** elemento para preenchimento dos vazios dos blocos e canaletas de concreto para a solidarização da armadura a esses elementos e aumento da capacidade resistente, composto de cimento, agregado miúdo, grão, água e cal ou outra adição destinada a conferir trabalhabilidade e retenção de água de hidratação à mistura.

(1977). Os resultados dos ensaios mostraram que o comportamento da alvenaria de blocos de concreto, com ou sem graute, poderia ser satisfatoriamente representado por modelos em escala (1:4). Contudo, comentam os autores que algumas variações entre respostas de modelo e protótipo foram observadas, acreditando-se que a causa principal de tal fato tenha sido imperfeições na geometria dos blocos reduzidos, somadas a problemas referentes à qualidade da mão-de-obra empregada.

Um programa de pesquisa para maior compreensão foi mais tarde iniciado na Universidade de Drexel para melhorar a correlação entre resultados de modelo e protótipo e para usar técnicas de modelagem em alvenaria armada. Nesse programa, a geometria da unidade foi modificada para espelhar com maior precisão as características geométricas do protótipo. Além disso, uma máquina de encruar⁷ barras em escala reduzida foi desenvolvida na Universidade de Drexel para conseguir um maior índice de similaridade da aderência para os modelos de parede de alvenaria armada.

CALDERONI (1991) desenvolveu, na Universidade de Nápoli, um estudo em um pequeno edifício de quatro pavimentos de alvenaria de tijolos, procurando avaliar o efeito das ações horizontais e verticais.

Um trabalho mais recente envolvendo as Universidades de Bath (Inglaterra) e Karlsruhe (Alemanha) foi levado a efeito por EGERMANN e outros (1991), onde se procurou fazer uma investigação sobre o comportamento de modelos reduzidos de paredes de alvenaria com tijolos cerâmicos nas escalas (1:4) e (1:2), buscando examinar as correlações de resistência e deformações e verificar quais os parâmetros que poderiam se mostrar afetados pelo fator escala. Os autores concluíram, basicamente, que a alvenaria pode ser representada em escalas reduzidas, com relação ao modo de ruptura e resistências últimas (campo de investigação da pesquisa), quando forem utilizados materiais semelhantes entre modelos e protótipo.

No Brasil, CAMACHO (1995) realizou, na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, uma pesquisa pioneira com blocos cerâmicos em escala reduzida e real, e, mais

⁷ Encruar, deformar e outros são termos usados para descrever as deformações feitas em barras de aço, produzindo saliências nas mesmas, para o concreto armado o encruamento pode ser realizado a quente ou a frio, produzindo os aços classe A e B.

tarde, realizou ensaios em paredes “H” em escala reduzida, também em blocos cerâmicos, para avaliação da eficiência das ligações entre as paredes.

Recentemente, no Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural (NEPAE), desenvolveu-se a técnica necessária para a produção de blocos estruturais de concreto em escala reduzida (1:4), em um trabalho realizado por ANDOLFATO (2002).

De modo a contribuir com o conhecimento e aplicação dessa nova técnica, o presente trabalho vem propor o estudo de correlações entre as escalas quando são ensaiados diferentes corpos-de-prova.

1.3 O Problema

Os problemas que surgem no projeto de estruturas de alvenaria podem estar relacionados à distribuição vertical dos carregamentos entre as paredes do edifício. HENDRY (1998) afirma que convencionalmente esse problema é resolvido nos projetos mais por definições arbitrárias do que por outro motivo tecnicamente embasado.

Muitos problemas relevantes na alvenaria continuam sem respostas. A análise teórica do sistema estrutural de uma obra de alvenaria apresenta uma série de dificuldades, considerando que se trata de um sistema estrutural de placas e chapas, composto por materiais não homogêneos e de comportamento não linear. No processo de análise do comportamento estrutural é de fundamental importância que a distribuição das ações entre as paredes resistentes seja adequadamente estabelecida (CAMACHO et al., 2001).

Para se definir o comportamento das estruturas de alvenaria é necessário que se realizem ensaios em diferentes arranjos estruturais, e que os mesmos tenham um tratamento estatístico apropriado.

Embora em outros países já tenham construído edifícios na escala natural, em que os mesmos foram levados até a ruptura com o objetivo de avaliar, entre outros efeitos, o comportamento estrutural da alvenaria, esse fato fica fora de cogitação da realidade brasileira, uma vez que isso envolveria custos e complexidade de equipamentos não

disponíveis nos laboratórios nacionais. Dessa forma, proceder com um estudo em modelos reduzidos se torna justificável.

1.4 Objetivos

Os principais objetivos deste trabalho são:

- ✚ Desenvolver um estudo das ligações diretas em paredes de blocos de concreto na escala real
- ✚ Obter uma possível correlação de comportamento estrutural com a escala reduzida.

Pode-se citar como objetivos específicos:

- a) Produzir blocos na escala reduzida que representem o seu protótipo na escala real, tanto em valores de resistência à compressão quanto ao comportamento das curvas tensões x deformações.
- b) Caracterizar e estudar o comportamento da alvenaria através de medições de tensões e deformações em ensaios de prismas e paredes, feitas em escala real e reduzida 1:4.

Ao final do presente trabalho, pretende-se contribuir para o melhor entendimento do mecanismo de transferência de cargas verticais entre paredes contrafiadas, e, ao mesmo tempo, verificar a possível correlação com a escala reduzida.

Uma vez estabelecido esse comportamento, atinge-se o objetivo maior do trabalho que é fornecer subsídios para a análise da distribuição do carregamento vertical entre as paredes resistentes de edifícios de alvenaria estrutural.

1.5 Justificativa

No processo de análise do comportamento estrutural da alvenaria, e nas etapas subsequentes das verificações, é de fundamental importância que a interação entre paredes resistentes e a devida distribuição das ações sejam adequadamente estabelecidas.

Com o conhecimento da interação entre as paredes resistentes e do melhor entendimento da distribuição das ações verticais, podem ser obtidos modelos de cálculo mais próximos do comportamento real da estrutura, conduzindo a dimensionamentos mais adequados, propiciando assim, maior confiabilidade na análise estrutural e redução de custos.

Por outro lado, o desconhecimento da taxa de interação entre as paredes pode fazer com que projetistas e calculistas tomem decisões equivocadas, visto que a não consideração da interação entre as paredes pode resultar em níveis de carregamento significativamente diferentes das paredes em questão. Já a adoção de taxas exageradas de transferência pode resultar em uniformizações irreais das ações. De modo geral, diferenças significativas entre cargas teóricas e reais nas paredes podem conduzir a uma situação anti-econômica quando os valores reais são inferiores aos teóricos, ou então, pecar contra a segurança se a situação for oposta.

Conforme exposto acima, o desenvolvimento de estudos que permitam a melhor compreensão do mecanismo de distribuição das ações verticais entre paredes resistentes é um fator de grande importância para a realização do dimensionamento estrutural da alvenaria.

Apesar da importância do assunto, poucos estudos têm sido conduzidos nessa direção. Acredita-se que em outros países esse fato seja justificado pela tradição de construir edifícios de alvenaria de pequena altura, em que a distribuição das ações verticais não seria fator relevante no projeto ou no custo da obra. Porém, no Brasil, tem se verificado a construção de edifícios relativamente altos, o que evidencia a necessidade de compreender melhor a distribuição das ações verticais entre paredes resistentes.

Embasados nessas premissas e no crescimento de investimentos aplicados nesse sistema racional, é imprescindível o conhecimento da transferência das ações verticais entre as paredes resistentes para diferentes níveis de sollicitação presentes nas estruturas usualmente utilizadas em nosso país.

Os resultados obtidos nesta pesquisa serão de grande importância para o melhor entendimento do comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto em escala real e reduzida. Uma vez estabelecidas as correlações de resistência e deformabilidade entre blocos, prismas, paredes e paredes H, em escala real e reduzida, abre-se um caminho importante para investigações em arranjos estruturais mais complexos.

1.6 Estrutura da Dissertação

Neste capítulo, encontra-se a abordagem, de forma genérica, do caminho percorrido pela alvenaria com seus marcos iniciais no Brasil, o histórico da modelagem física reduzida em estruturas de alvenaria, o problema, os objetivos e a justificativa do trabalho.

O capítulo 2 está direcionado à análise das distribuições de ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural, com exemplos de alguns importantes trabalhos realizados acerca do tema.

No capítulo 3, são descritos os procedimentos para produção dos modelos reduzidos e os respectivos ajustes para se chegar à definição do traço ótimo.

Nos capítulos 4, 5 e 6 estão descritos respectivamente os ensaios em blocos, prismas e paredes em ambas as escalas. Nesses capítulos, estão apresentados também os procedimentos de montagem dos corpos-de-prova, instrumentação, resultados obtidos, correlação e análise dos resultados entre escalas.

Já o capítulo 7 é um resumo geral dos ensaios de caracterização da alvenaria, descritos nos capítulos 4, 5 e 6. Nesse capítulo, é feita uma avaliação da eficiência e uma conclusão geral das correlações entre escalas.

Os capítulos 8, 9 e 10 abordam o estudo das ligações diretas entre as paredes de blocos de concreto em ambas as escalas. No capítulo 8, estão descritos os procedimentos de montagem, instrumentação, ensaios e resultados obtidos nas paredes em formato H, em ambas as escalas. O capítulo 9 é uma complementação dos ensaios em paredes H, em que é sugerido um modelo de ensaio ao cisalhamento para unidades da escala real e adotado para a reduzida.

O capítulo 10 é o coração do trabalho. Nele são feitas as análises dos resultados das paredes em formato H e suas correlações entre escalas. Nesse capítulo também são apresentadas algumas modelagens em elementos finitos, as quais foram comparadas e correlacionadas com os resultados experimentais.

No capítulo 11, estão expostas as conclusões e comentários finais da dissertação, assim como as sugestões para futuras pesquisas correlacionadas ao assunto. Por fim, no capítulo 12, apresenta-se a referência bibliográfica utilizada para a realização do trabalho.

2 AÇÕES VERTICAIS NAS ESTRUTURAS

2.1 Generalidades

Verifica-se, atualmente no Brasil, uma expressiva quantidade de edifícios projetados e construídos em alvenaria estrutural, especialmente a não armada, dadas às vantagens técnicas e econômicas encontradas nesse sistema construtivo.

Levando-se em conta a distribuição das cargas atuantes em edifícios de alvenaria estrutural, as paredes resistentes são normalmente solicitadas de forma bastante diferenciada. Devido a esse fator, para um mesmo pavimento da edificação, ter-se-ia diferentes especificações de blocos estruturais, segundo a sua resistência, o que não é recomendável. Por isso, o que acontece comumente, é adotar a resistência dos blocos a serem utilizados para todas as paredes do pavimento, em função da parede mais solicitada, mas esse procedimento muitas vezes onera o custo da obra.

Estudos realizados por OLIVEIRA JR. & PINHEIRO (1994) mostraram que as paredes resistentes, trabalhando em conjunto com as lajes, conduzem a efeitos favoráveis na redução das resistências necessárias às unidades (blocos). Esses efeitos baseiam-se na capacidade das lajes de redistribuir as ações, fazendo com que as paredes mais carregadas sejam aliviadas, e as menos solicitadas sofram um acréscimo de tensões.

Sabe-se que quanto maior a uniformização das cargas verticais ao longo da altura da edificação, maiores os benefícios para a economia, pois haverá uma tendência a uma redução das resistências dos blocos a serem especificados. Por outro lado, se a suposta uniformização não ocorrer na prática, pode-se ter uma redução significativa da segurança da edificação.

Segundo HENDRY (1998), três problemas analíticos surgem no projeto de estruturas de alvenaria, os quais estão relacionados à:

- a) distribuição vertical dos carregamentos entre as várias paredes do edifício;
- b) determinação da excentricidade do carregamento nas paredes e
- c) distribuição dos carregamentos horizontais nas paredes.

Este autor ainda afirma que convencionalmente esses problemas são resolvidos nos projetos mais por definições arbitrárias do que por outro motivo tecnicamente embasado

Segundo CORRÊA & RAMALHO (1994), através de estudos em modelagem por elementos finitos, a distribuição das tensões entre paredes de alvenaria estrutural está diretamente influenciada pelo tipo de amarração realizada, e, além disso, a amarração serve de contraventamento para as paredes, consistindo assim num dos mecanismos essenciais no que diz respeito ao conjunto da edificação. Sendo assim, as paredes resistentes podem apresentar diferentes distribuições de ações verticais, que se tornam delineadas em função da forma de amarração e, conseqüentemente, da interação entre as mesmas.

2.2 Interação entre Paredes

Apesar de alguns experimentos feitos na Escócia, conduzidos por SINHA e HENDRY (1979), terem concluído que a solidariedade entre paredes ortogonais e a conseqüente transferência de cargas verticais entre elas é extremamente pequena, da ordem de 5 a 6%, vários pesquisadores brasileiros têm afirmado que pela importância de que se reveste o assunto, esse comportamento deveria constar na pauta de nossas investigações.

CORRÊA e PAGE (2001) descrevem que a interação das paredes resistentes, submetidas às cargas verticais, ocorre por transferência de força através das interfaces comuns e podem levar a aumentos substanciais na capacidade resistente do conjunto. Esse fenômeno não tem sido tão amplamente estudado, especialmente se comparado com aquele das paredes submetidas às cargas horizontais.

OLIVEIRA JR. e PINHEIRO (94) recomendam a homogeneização de tensões em paredes adjacentes ao longo da altura de um edifício, chegando a demonstrar um exemplo de cálculo onde essa distribuição de cargas é feita utilizando o comprimento de cada parede como coeficiente de proporcionalidade. Afirmam ainda que se podem constatar patologias em edifícios de alvenaria estrutural onde tais critérios não foram utilizados.

RAMALHO e CORRÊA (2003) dizem que numa parede de alvenaria, quando se coloca um carregamento localizado sobre apenas uma parte do seu comprimento, tende a haver um espalhamento dessa carga ao longo de sua altura. A NBR 10837 (ABNT, 1989) – Cálculo de Estruturas de Blocos Vazados de Concreto prescreve que esse espalhamento deve-se dar segundo um ângulo de 45°.

RAMALHO e CORRÊA (2003) ainda dizem que se esse espalhamento pode ser observado em paredes planas, é de se supor que também possa ocorrer em cantos e bordas, especialmente quando a amarração é realizada intercalando-se blocos numa e outra direção, ou seja, sem a existência de juntas a prumo. Isso se dá porque um canto assim executado guarda muita semelhança com a própria parede plana, devendo ser, portanto, o seu comportamento também semelhante.

Segundo CURTIN et al. (1984), as paredes construídas com amarração direta⁸, permitem a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria, e, portanto, pode-se admitir que parte das forças seja transferida para as paredes adjacentes, tendo um espalhamento a 45° da vertical (figura 2.1).

⁸ Amarração direta: é quando a amarração entre cantos e bordas é feita intercalando-se blocos numa e outra direção.

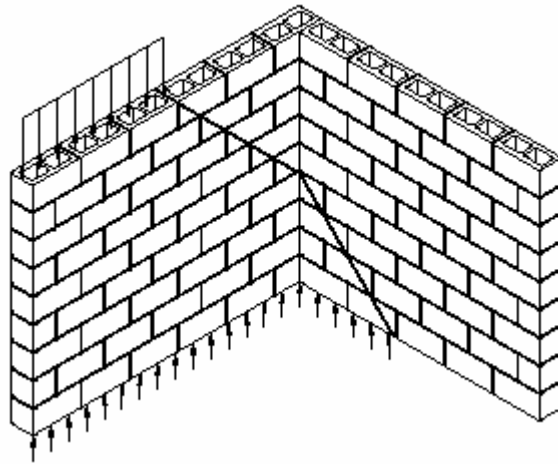


Figura 2.1 – Espalhamento do carregamento em paredes adjacentes (CURTIN et al, 1984)

De acordo com RAMALHO e CORRÊA (2003), para que haja o espalhamento das cargas em cantos de paredes é necessário que existam forças de interação como mostra a figura 2.2. Se essas forças não estiverem presentes por um motivo qualquer, como a existência de junta prumo no local, evidentemente o espalhamento não se verificará. E não ocorrendo o espalhamento, não ocorrerá a uniformização das cargas que atuam sobre essas paredes.

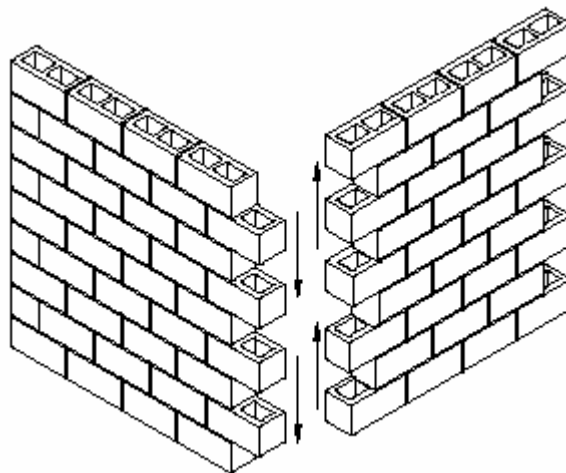


Figura 2.2 – Interação entre canto de paredes, adaptado de CORRÊA & RAMALHO (2003)

Em uma recente pesquisa desenvolvida no NEPAE, SILVA (2003) estudou o comportamento das ligações em painéis de alvenaria de blocos cerâmicos. Esse autor concluiu que existe uma região de transferência de carga entre a parede central e a suas abas, comprovando assim, a existência da interação e a transferência das cargas entre

paredes ortogonais. Nesse mesmo trabalho, verificou-se que a transferência de cargas, entre paredes contrafiadas, ocorreu para os dois tipos de ligação em estudo: a direta e a indireta.

A experiência e os resultados de alguns estudos teóricos (CAMACHO ET AL, 2001) apontam para o fato de que nos pavimentos inferiores dos edifícios de maior altura, as cargas verticais tendem a se uniformizar entre as paredes pertencentes ao mesmo grupo (interligadas).

Dessa forma, para que haja uma uniformização das cargas ao longo da altura de um edifício, é necessário que exista uma interação entre paredes. Uma condição que, possivelmente, implica nessa interação é a amarração direta entre as paredes de alvenaria.

2.3 Distribuição das Ações Verticais

A transferência das ações verticais entre as paredes resistentes pode ser considerada de formas distintas. Nos itens a seguir são descritas as formas comumente empregadas.

2.3.1 Paredes Isoladas

Uma forma de se considerar a transferência das ações verticais é supor que cada parede seja responsável, única e exclusivamente, pelo seu peso próprio e pelas cargas permanentes e acidentais a ela transmitida pelas lajes que nela se apóiam, ou seja, considera-se que não haja interação entre as paredes.

Para calcular as cargas que serão aplicadas em cada parede, pode-se fazer uso dos procedimentos convencionais para cálculo de concreto armado, subdividindo-se as lajes em triângulos e trapézios (figura 2.3), em cada pavimento, e cuja área estará relacionada ao quinhão de carga a ser aplicada nas paredes correspondentes, sem considerar as ligações

existentes entre as mesmas. Dessa forma, a carga em cada parede se torna o somatório do que ocorre em cada pavimento, ao longo da altura do edifício até a fundação.

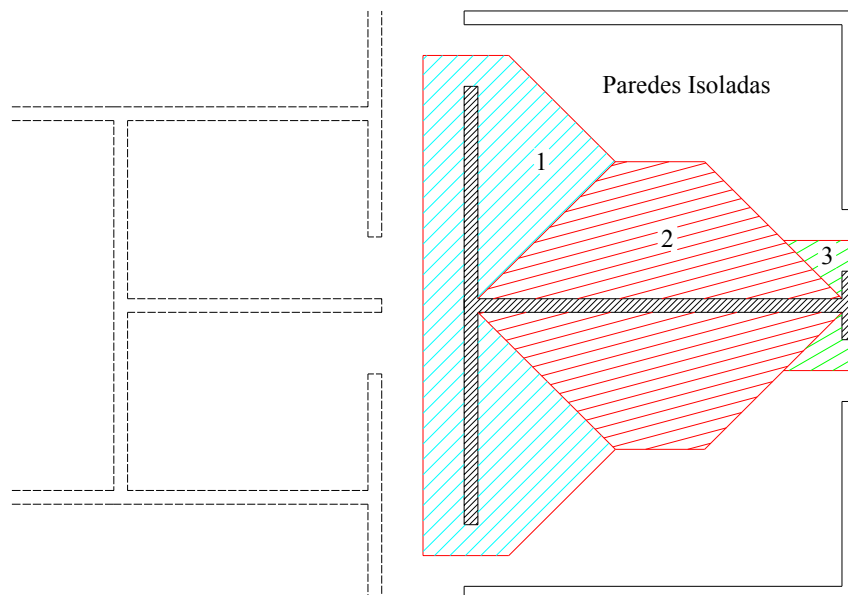


Figura 2.3 – Transferência de cargas verticais para paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981)

Para lajes retangulares, embora seja provável, HENDRY (1981) salienta que a distribuição das tensões não é uniforme ao longo do comprimento da parede, sendo que na verdade estas se concentram na região central; no entanto, nos pavimentos inferiores de edifícios, essa não uniformidade tende a diminuir, gradualmente, ao longo da altura da parede.

Mesmo que as cargas das lajes não carreguem as paredes de modo uniforme, estudos realizados através de simulações teóricas, com a utilização do método dos elementos finitos, por CORRÊA & RAMALHO (1994), indicaram que, devido aos vínculos promovidos pelas outras paredes, associadas entre si pelas lajes, as diferenças nas cargas aplicadas tendem a desaparecer à medida que se afastam da região de aplicação.

2.3.2 Grupos Isolados de Paredes

Um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Geralmente, os limites dos grupos são as aberturas, sejam portas ou janelas, ou o próprio final das paredes.

Nesse procedimento, consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado. Isso significa que as forças de interação em canto e bordas são consideradas suficientes para garantir um espraio e uma uniformização total em uma pequena altura. Por outro lado, desconsideram-se as forças de interação nas aberturas, limites dos grupos. Dessa forma, cada grupo definido trabalhará isolado dos demais.

Na literatura internacional, Sutherland (1969) citado por CAMACHO (1987) propunha que as paredes resistentes fossem subdivididas em grupos de paredes (figura 2.4), tratados como elemento único, com carga correspondente à área de influência do grupo, considerando-se também o efeito da excentricidade da resultante em relação ao centróide da área do grupo de paredes.

CAMACHO (1995), através de resultados teóricos, aponta para o fato de que nos pavimentos inferiores dos edifícios de maior altura, as cargas verticais tendem a se uniformizar entre as paredes interligadas, pertencentes ao mesmo grupo.

STOCKBRIDGE citado por HENDRY (1981) através de ensaios realizados em um edifício de cinco pavimentos, também encontrou evidências de que, em edifícios altos, há uma tendência das tensões se uniformizarem nos pavimentos inferiores, tanto em paredes isoladas, como em grupos de paredes interligadas.

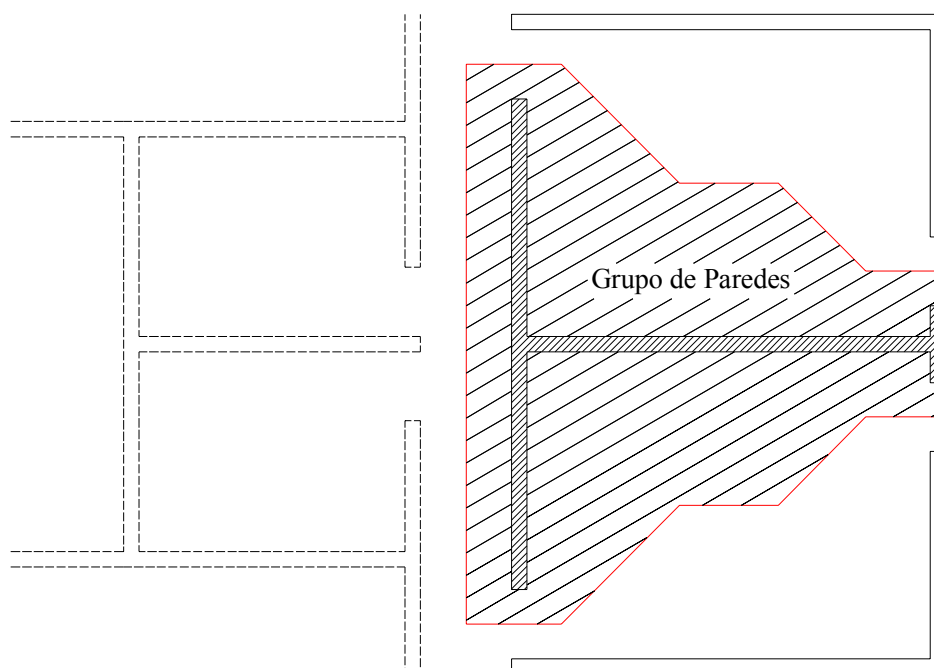


Figura 2.4 – Transferência de cargas verticais para grupo de paredes. Adaptado de HENDRY (1981)

RAMALHO e CORRÊA (2003) dizem que esse é um procedimento bem aceito na literatura internacional, pois é simples de ser implementado, é seguro, especialmente quando as aberturas são consideradas como limite entre grupos. Além disso, é um procedimento bastante racional quanto à economia, resultando em especificações adequadas de blocos. É indicado para edifícios de qualquer altura, entretanto, é fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as mencionadas forças de interação em cantos e bordas, condição necessária para a sua correta aplicação.

2.3.3 Grupos de Paredes com Interação

Esse procedimento é uma extensão do anterior, com uma sofisticação adicional, no qual os próprios grupos de paredes interagem entre si. Portanto, a diferença entre esse procedimento e o anterior é a existência de forças de interação também sobre as aberturas.

A diferença entre esse procedimento e o citado anteriormente, explica ACCETTI (1998), é que os grupos anteriormente definidos agora interagem segundo uma taxa pré-definida, formando os macrogrupos; isso baseado no fato de que há interação de grupos quando houver alvenaria entre a abertura e a laje.

CAPUZZO (2000) cita que a taxa de interação representa quanto da diferença de cargas entre grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível. Considerar que essa taxa seja igual a 100% significa que há a homogeneização total das ações, funcionando o macrogrupo como se fosse um único grupo. Caso a taxa seja igual a zero não haverá nenhuma transferência de ações, comportando-se como grupos isolados. Para valores intermediários, por exemplo, uma taxa de 20%, indica que 20% da diferença das ações dos grupos e a ação média do macrogrupo são uniformizadas entre os grupos componentes, ou que 80% da diferença será mantida. Assim, grupos com uma ação maior que a média do macrogrupo transmitem parte dessa diferença para grupos com ações menores que a média.

RAMALHO e CORRÊA (2003) dizem que o procedimento, quando bem empregado, é seguro, e a economia é o seu grande atrativo, pois resulta em especificações de resistência menores que os procedimentos descritos anteriormente. É indicado para edifícios de qualquer altura, entretanto, é fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as forças de interação, tanto em cantos e bordas como nas regiões de aberturas. Serão essas, sem dúvida, as condições fundamentais para a sua utilização.

2.3.4 Modelo Tridimensional em Elementos Finitos

Trata-se de modelar a estrutura discretizada com elementos de membrana ou chapa, colocando-se os carregamentos no nível de cada pavimento (figura 2.5). Dessa forma, a uniformização dar-se-á através da compatibilização dos deslocamentos no nível de cada nó (RAMALHO e CORRÊA 2003).

Diferentemente dos outros modelos analíticos, o modelo tridimensional em elementos finitos necessita de algumas características elásticas do material alvenaria, tais como módulo de deformação e coeficiente de Poisson.

RAMALHO e CORRÊA (2003) escrevem que esse procedimento apresenta alguns inconvenientes: dificuldade de montagem dos dados, na interpretação dos resultados, e até mesmo da definição dos elementos que possam representar a alvenaria.

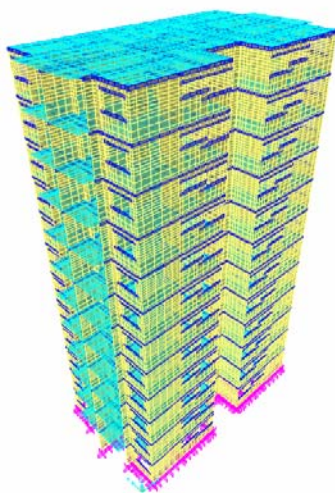


Figura 2.5 – Modelo em elementos finitos (SAP2000®)

3 PRODUÇÃO E CORRELAÇÃO DAS UNIDADES

Este capítulo subdivide-se em dois itens principais: itens 3.1 e 3.2. No item 3.1, serão descritos os materiais utilizados, o traço, a aquisição e os primeiros procedimentos para os ensaios dos blocos na escala real. No item 3.2, serão descritos os materiais empregados, procedimentos para produção, ensaios com os corpos-de-prova na escala reduzida e correlação com a escala real.

3.1 Escala Real

Os blocos na escala real com dimensões (14x19x29 cm) foram produzidos em uma fábrica comercial (CONCRETIC) na cidade de Nipoã – SP, localizada nas proximidades de São José do Rio Preto – SP. O processo de fabricação foi o mesmo que a empresa utiliza para produção de seus blocos. Tomou-se como parâmetro um traço padrão, como sendo o traço do bloco de controle. A seguir é apresentada a tabela 3.1 com as proporções utilizadas, bem como as massas específicas aparentes secas dos agregados e o traço equivalente a uma parte de cimento.

Tabela 3.1 – Composição do traço utilizado em escala real

Materiais	Massa unitária (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa (kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura (kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	44,2	50	-	50	1,00
Areia:	1,48	216	320	7%	320	6,39
Pedrisco:	1,37	216	296	5%	296	5,92
Água:	1	14	14	-	51	1,02

Os materiais utilizados foram: - Cimento CPV - ARI (Cimento Portland Alta Resistência Inicial); - Areia natural do Rio Paraná extraída no porto de Castilho-SP; - Pedrisco de origem basáltica extraído da pedreira de Monções-SP.

A aquisição das unidades foi feita na obra de um edifício de 4 (quatro) pavimentos de alvenaria estrutural de blocos de concreto na cidade de Ilha Solteira – SP. O critério de

seleção foi realizado através de uma inspeção visual de modo a não comprometer a amostra com unidades deterioradas com possíveis trincas provindas do transporte ou falta de controle de qualidade na produção. Depois de selecionados, foram guardados em um galpão devidamente protegido da intervenção dos fatores climáticos.

Segundo Andolfato et al (2002), o grau de compactidade⁹ influencia significativamente o resultado de ensaios à compressão axial em blocos de concreto. Portanto, a massa de cada unidade, que é um fator determinante do grau de compactidade, deve ser conhecida de modo a facilitar a reprodução na escala reduzida.

Dessa forma, foi escolhida uma amostra de vinte blocos para determinação da massa específica aparente. Após uma regularização primária através da raspagem das faces dos blocos, para retirada de possíveis imperfeições provindas do processo de fabricação, suas massas foram aferidas e as unidades foram numeradas para ensaio (figura 3.1).



Figura 3.1 – Aferição de massa

A tabela 3.2 apresenta os valores médios aferidos da massa e massa específica aparente dos blocos a serem ensaiados.

⁹ Grau de compactidade é o termo usado para expressar a massa específica aparente seca dos blocos, ou ainda, maior ou menor índice de vazios (ANDOLFATO, 2002).

Tabela 3.2 – Dados obtidos com os blocos em escala real

Amostra seca em laboratório	Massa (g)	Massa específica aparente* (g/cm ³)
Média	9975	1,293
Desvio Padrão	134	0,02
Coef. variação	1,34%	1,34%

* Calculado em relação ao volume aparente, com as suas dimensões nominais (14x19x29) cm

3.2 Escala Reduzida

Os blocos, na escala reduzida, foram produzidos no laboratório do Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural (NEPAE), segundo traço utilizado na produção dos blocos em escala real. Para a fabricação na escala reduzida foi utilizada uma vibro-prensa pneumática fabricada comercialmente, e a ela foi adaptada um conjunto de forma e contra-forma de aço, que fornecem aos blocos todas as características geométricas de seus protótipos. A figura 3.2 apresenta a vibro-prensa que foi utilizada e a produção dos corpos-de-prova na escala reduzida.

**Figura 3.2 – Vibro-prensa e produção dos blocos na escala reduzida**

Para a definição do traço a ser utilizado na produção dos blocos na escala reduzida, foram adotados os procedimentos descritos na dissertação de mestrado de ANDOLFATO (2002). Essas técnicas foram desenvolvidas no Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural – NEPAE, mesmo local onde foi realizada a pesquisa do trabalho apresentado.

A procedência dos blocos utilizados no desenvolvimento da dissertação de Andolfato é a mesma dos que serão utilizados para o presente trabalho. Dessa forma, com base na caracterização dos materiais já realizados e nos procedimentos descritos, foram produzidos os blocos em escala reduzida.

O traço seco (cimento, areia e pedrisco) utilizado na fabricação dos blocos na escala reduzida foi o mesmo aplicado na escala real. A tabela 3.3 mostra as proporções encontradas.

Tabela 3.3 – Traço seco dos blocos na escala (1:4)

Materiais	Massa unitária (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa (kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura (kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	0,062	0,0700	-	0,070	1,00
Areia:	1,48	0,302	0,4476	0%	0,448	6,39
Pedrisco:	1,37	0,302	0,4143	0%	0,414	5,92
Água:	1	0,072	0,0716	-	0,072	1,02

“A primeira condição para a semelhança física é a semelhança geométrica, mas esta não é suficiente: um modelo não é uma simples maquete” – Prof. Fernando Lobo Carneiro.

A partir da afirmação do professor Carneiro, citada no parágrafo acima, é que se resolveu utilizar o fator de escala para os materiais constituintes do concreto utilizado nos blocos. Ou seja, não apenas as propriedades geométricas da unidade a ser modelada em escala serão reduzidas, como também serão reduzidas as propriedades geométricas dos materiais constituintes do concreto. Exemplificando, quando a seção transversal tem dimensões grandes em relação às dimensões dos grãos dos agregados, esse fator de forma têm influência muito pequena e é desconhecida, porém se forem diminuídas as dimensões da seção transversal e não forem diminuídas as dimensões dos grãos dos agregados, estes passarão a exercer uma ação de perturbação no local que não será mais desprezível (CARNEIRO, 1996).

Segundo HARRIS (1999), o concreto do protótipo e do modelo consiste em uma mistura de substâncias granulares inertes mantidas juntas pelo agente cimentício. Mais

especificamente, o concreto do protótipo é uma combinação de cimento, água e agregados graúdos e miúdos, e possivelmente aditivos, enquanto que, normalmente, o concreto do modelo consiste de agregados finos (e algumas vezes pedriscos finos, pó-de-pedra), cimento, água e, possivelmente, aditivos.

Para se fabricar um modelo que represente seu protótipo o mais fielmente possível, foi composta uma areia conforme as proporções em peso obtidas nos ensaios de caracterização dos agregados. Na caracterização da areia, foram obtidos os dados apresentados na tabela 3.4. Foi ainda esquematizada uma areia de referência, cujo intuito foi facilitar sua reprodução na escala reduzida. Essa é uma aproximação da areia proveniente da fábrica, porém, utilizando valores inteiros para as quatro peneiras que mais retiveram os grânulos.

Tabela 3.4 – Composição da areia na escala reduzida (1:4)

Agregado	Porcentagem retida nas peneiras										
	Peneira 9,50 (mm)	Peneira 4,80 (mm)	Peneira 2,38 (mm)	Peneira 1,19 (mm)	Peneira 0,59 (mm)	*Peneira 0,42 (mm)	Peneira 0,297 (mm)	Peneira 0,149 (mm)	**Peneira 0,105 (mm)	**Peneira 0,074 (mm)	Fundo
Areia de referência*	-	-	-	-	28,00	30,00	18,00	24,00	-	-	-
Areia na escala (1:4)	-	-	-	-	-	-	-	28,00	30,00	18,00	24,00

*Areia de referência foi criada para facilitar a sua reprodução na escala reduzida

** Peneiras intermediárias. Estas não fazem parte da série normal.

Vale informar que para a produção de 700 unidades na escala reduzida, são necessários mais de 50 dias intensos de peneiramento. Pelo fato de ser demorada a obtenção da areia passante na peneira 0,074 mm, ou seja, o fundo das peneiras, e gerando com isso a possibilidade de atraso no andamento da pesquisa, a parcela de 24% de areia pertencente ao fundo da peneira, foi substituída pelos finos provenientes do peneiramento do pó-de-pedra passante nessa mesma peneira, pois o mesmo foi de mais rápida obtenção.

Também para o pedrisco, com o intuito de fabricar um modelo que represente seu protótipo o mais fielmente possível, foi composto um pedrisco conforme as proporções em peso obtidas em estudos precedentes, para caracterização dos agregados. A tabela 3.5 apresenta a composição do pedrisco na escala (1:4), segundo o pedrisco de referência.

Tabela 3.5 – Composição do pedrisco na escala (1:4)

Agregado	Porcentagem retida nas peneiras										
	Peneira 9,50 (mm)	**Peneira 6,30 (mm)	Peneira 4,80 (mm)	Peneira 2,38 (mm)	**Peneira 2,00 (mm)	Peneira 1,19 (mm)	Peneira 0,59 (mm)	Peneira 0,297 (mm)	Peneira 0,149 (mm)	**Peneira 0,074 (mm)	Fundo
Pedrisco de referência*	-	-	41,00	59,00	-	-	-	-	-	-	-
Pedrisco na escala (1:4)	-	-	-	-	-	41,00	59,00	-	-	-	-

*Pedrisco de referência foi criado para facilitar a sua reprodução na escala reduzida

** Peneiras intermediárias. Estas não fazem parte da série normal.

3.2.1 Procedimentos Para Produção dos Blocos na Escala Reduzida

Definidas as composições dos agregados a serem utilizados na escala (1:4), são apresentados a seguir, os procedimentos para produção dos blocos, determinação de suas características preliminares e de execução dos ensaios.

Os procedimentos de produção dos blocos em escala reduzida (figura 3.3) foram realizados, executando-se as seguintes etapas:

- Definição da mistura seca¹⁰ (semelhante à do bloco em escala real);
- Definição da relação mistura seca/teor de água¹¹ e quantidade de mistura úmida¹² para cada bloco;
- Pesagem discriminada dos materiais em balança com precisão de 0,5g;
- Mistura dos materiais secos e posteriormente a água;
- Pesagem dos materiais e colocação nas formas da vibro-prensa;
- Produção dos blocos e armazenamento em câmara úmida.

¹⁰ Mistura seca é o traço seco composto por cimento, areia e pedrisco.

¹¹ Teor de água é a quantidade de água que foi adicionada na mistura seca.

¹² Mistura úmida é a mistura seca com o teor de água já adicionado.



Figura 3.3 – Produção dos blocos na escala reduzida

3.2.2 Ensaio das Unidades

Após a permanência dos blocos por quatorze dias na câmara úmida, estes foram retirados e pesados até que suas massas se estabilizassem. Quando a variação de massa não ultrapassou 0,6g, que corresponde a aproximadamente 0,4%, foram então levados para o capeamento (figura 3.4). O capeamento foi realizado com gesso e manteve-se o controle em massa de água e gesso, sendo utilizado 12,5g de gesso e 7,5g da água para o capeamento de cada face do bloco.

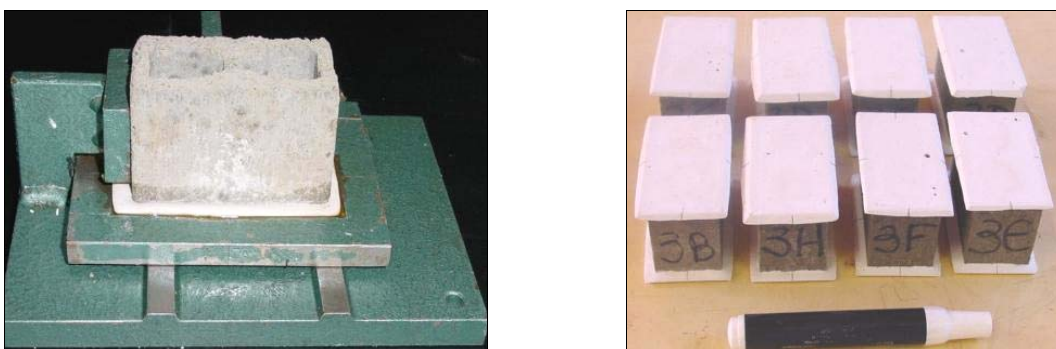


Figura 3.4 – Seqüência de capeamento dos blocos

Para a determinação da resistência à compressão dos blocos de concreto, foram utilizados os procedimentos preconizados pela norma NBR-7184 (ABNT, 1992) – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Determinação da resistência à compressão. Sendo assim,

para o bloco na escala (1:4), usado neste trabalho, a carga foi introduzida à uma velocidade de 0,10 kN/s.

Para que o sistema de aquisição de dados fornecesse corretamente a carga aplicada, foi colocado, entre um dos pratos da prensa e o bloco, uma célula de carga, com capacidade máxima de 30 ton. (figura 3.5).

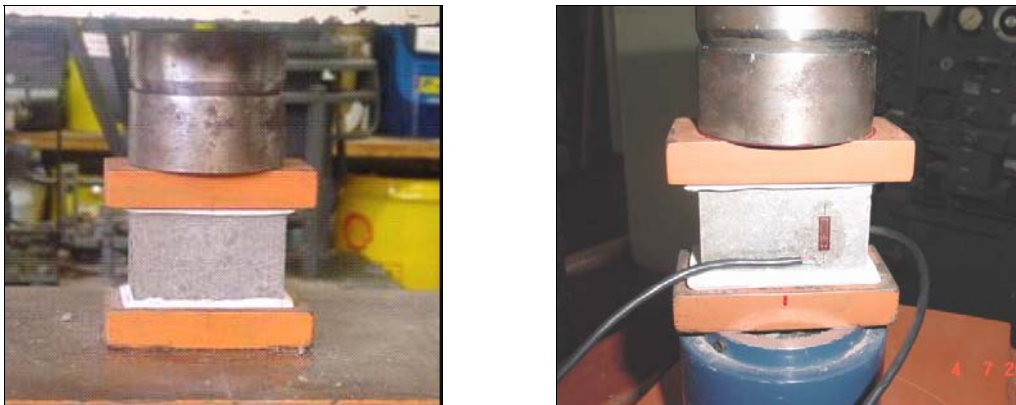


Figura 3.5 – Ensaio a compressão dos blocos

Como a resistência à compressão e deformação dos blocos em escala real eram as metas principais a serem atingidas na fabricação dos blocos em escala reduzida, adotou-se, inicialmente, o mesmo grau de compactação dos blocos em escala real ($1,29 \text{ g/cm}^3$).

Definidos os parâmetros a serem alcançados, tornou-se necessária a busca da relação mistura seca/teor de água e peso da mistura final úmida necessária para a produção de um bloco, de forma que se chegasse, simultaneamente, aos valores estimados de resistência e grau de compactação dos blocos na escala real.

3.2.3 Ajuste do Traço Úmido

Conhecidos os valores de grau de compactação e resistências a serem atingidos, de acordo com o bloco na escala real, ajustou-se o traço úmido para produção do bloco de concreto

na escala (1:4), de forma que se chegasse a esses valores, com massa específica próxima a $1,29 \text{ g/cm}^3$ e uma resistência média¹³ de 7 MPa.

Desse modo, foram definidos os traços piloto apresentados na tabela 3.6, em que se fez uma combinação entre mistura seca, teor de água e massa final úmida para a produção de cada unidade, sendo conduzidas ao ensaio de compressão axial aos 28 dias de idade. Cada valor de resistência média apresentada nesta tabela refere-se à ruptura de seis corpos-de-prova.

Tabela 3.6 – Determinação do traço: ensaio piloto

Traço	Massa final úmida por bloco (g)	Massa de água (g)	Massa Específica (g/cm^3)	Resistência Média (MPa)
Tipo 1	160	72	1,233	6,10
Tipo 2	160	80	1,229	6,97
Tipo 3	160	85	1,194	5,13
Tipo 4	160	90	1,218	6,37
Tipo 5	170	95	1,249	4,46
Tipo 6	160	95	1,216	5,38
Tipo 7	168	95	1,249	4,32
Tipo 8	165	95	1,233	5,33
Tipo 9	160	100	1,229	5,67
Tipo 10	160	72	1,249	2,79
Tipo 12	165	75	1,274	4,98
Tipo 13	168	75	1,298	3,88
Tipo 14	168	82	1,285	5,29
Tipo 15	168	78	1,278	4,15
Tipo 16	168	80	1,29	4,71
Tipo 17	168	78	1,329	9,44

Estes resultados apresentaram uma significativa variação, levando à necessidade de novas tentativas no ajuste do traço. Prosseguiram-se as tentativas, e conforme os resultados foram se aproximando do esperado, foi possível a determinação de uma curva de grau de compacidade \times resistência média. Através dessa curva, foi dada uma melhor visualização

¹³ A resistência média dos blocos na escala real foi de 7MPa e será descrita no próximo capítulo.

para onde deveria ser focalizada a atenção para que se pudesse atingir o resultado esperado.

Com base nos resultados mostrados, foram verificados quais os valores que mais se aproximaram do esperado e então produzidos blocos com a relação mistura seca/teor de água e massa úmida final próxima a estes, conforme mostrado na tabela 3.7 e repetindo todo o processo de produção e ensaios.

Tabela 3.7 - Determinação do traço

Traço	Massa final úmida por bloco (g)	Massa de água (g)	Massa Específica (g/cm ³)	Resistência Média (MPa)
Tipo 18	166	85	1,282	8,33
Tipo 19	164	72	1,284	9,16
Tipo 20	160	72	1,252	6,23
Tipo 21	158	72	1,235	4,94
Tipo 22	162	72	1,268	6,93

Com os resultados apresentados na tabela 3.7 foi possível estabelecer uma relação entre resistência e grau de compacidade, apresentada na figura 3.6.

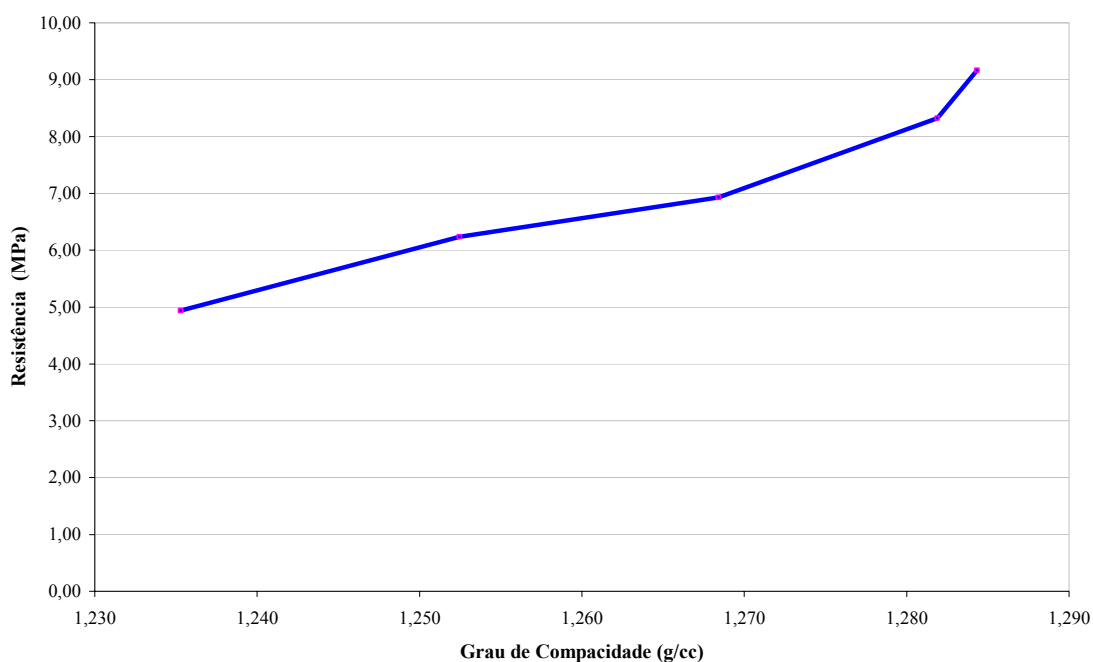


Figura 3.6– Relação grau de compacidade x resistência (tabela 3.7)

Como pode ser observado nesta figura, blocos com resistência média, próxima de 7MPa apresentaram o valor de grau de compactação de aproximadamente 1,27 g/cm³. Para efeito de correlação com a escala real (1,29 g/cm³), sabe-se que blocos com menor grau de compactação podem apresentar maior deformabilidade, desse modo foi proposto um novo conjunto de ensaios.

Foram então produzidos mais quatro tipos de blocos com 18 unidades para cada mistura úmida final, de modo a avaliar, além das resistências, as relações tensões x deformações, visando a manter a correspondência desejada com a escala real.

As novas misturas, utilizadas na produção, foram de apenas duas combinações, uma com 164 gramas de massa úmida final e 72 gramas de água, e outra com 162 gramas de massa úmida final e 72 gramas de água. Entretanto, foram feitos quatro tipos de blocos, pois utilizou-se dois traços secos distintos, o adotado durante todo o trabalho e outro com uma proporção menor de cimento, de modo a analisar a deformação de cada traço e de cada mistura. O novo traço seco é mostrado na tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Novo traço seco testado

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa (kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura (kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento	1,13	0,071	0,0800	-	0,08	1,00
Areia	1,48	0,346	0,5115	0%	0,51	6,39
Pedrisco	1,37	0,346	0,4735	0%	0,47	5,92
Água	1	0,082	0,0819	-	0,08	1,02

Sendo chamados os blocos com o traço original e mistura de 164g de massa úmida e 72g de água de B50 (164); blocos com o traço original e mistura de 162g de massa úmida e 72g de água de B50 (162); blocos com o novo traço e mistura de 164g de massa úmida e 72g de água de B40 (164); blocos com o novo traço e mistura de 162g de massa úmida e 72g de água de B40 (162), a tabela 3.9 a seguir mostra essa classificação.

Tabela 3.9 – Classificação final dos blocos a serem ensaiados

Blocos	Traço	Massa úmida (g)	Água (g)
B50 (164)	Original	164	72
B50 (162)	Original	162	72
B40 (164)	Novo	164	72
B40 (162)	Novo	162	72

Mantendo-se os procedimentos de produção, secagem e preparação, os blocos foram ensaiados aos 21 dias, sendo que, nas unidades instrumentadas, foram coletados os resultados por meio de um sistema de aquisição de dados instalados, apresentado na figura 3.7.

**Figura 3.7 – Sistema de aquisição de dados**

Os blocos foram ensaiados à compressão axial, segundo a NBR 7184 (ABNT, 1992). Também foram instalados extensômetros¹⁴ elétricos em três blocos de cada tipo, para medida das deformações, enquanto os demais blocos foram apenas ensaiados à compressão, sem registro das deformações. No próximo capítulo, serão descritos os procedimentos e posicionamentos dos extensômetros nas unidades.

¹⁴ Os extensômetros de resistência elétrica são elementos utilizados para obtenção das deformações nos corpos-de-prova, tendo assim a mesma finalidade dos relógios comparadores ou transdutores elétricos (BARRETO JR., 1998).

Os dados obtidos foram plotados em um gráfico, expressando tensão \times deformação para cada tipo de bloco ensaiado e também foi comparado com o gráfico da escala real. Os resultados de cada unidade são mostrados na tabela 13.1, em anexo, e o gráfico na figura 3.8 a seguir.

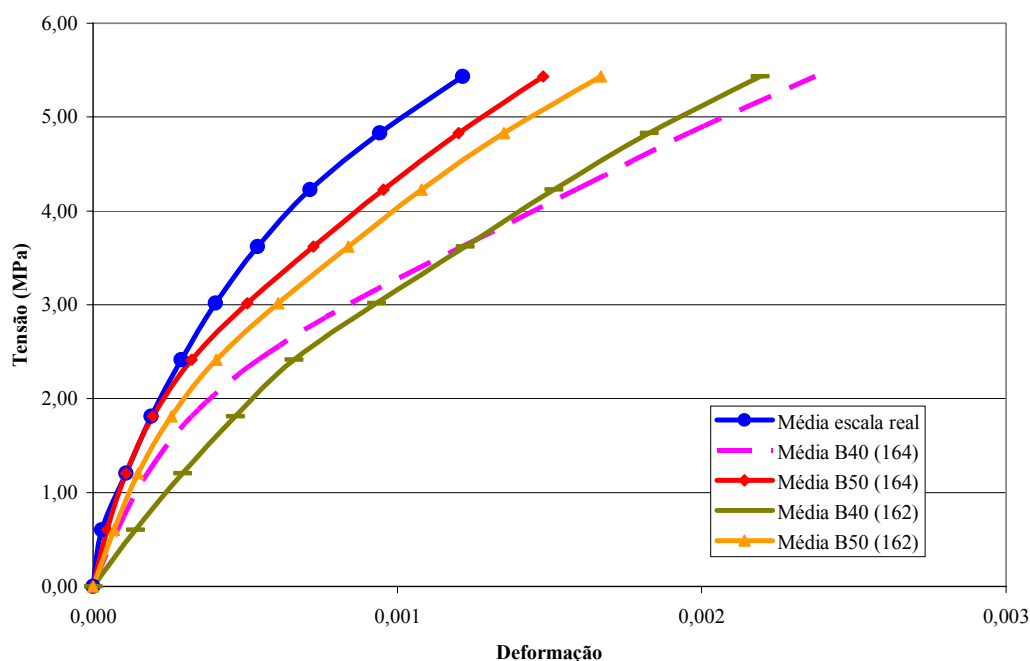


Figura 3.8 – Gráfico Tensão \times Deformação

De posse dos resultados encontrados em cada amostra, foram verificadas, em relação à escala real, as confiabilidades dos valores através de testes de hipóteses para o módulo de deformação, resistência, grau de compacidade e módulo de deformação a 40% da carga de ruptura, que se encontram nas tabelas das amostras em anexo.

Conhecidos os comportamentos de deformação e os parâmetros citados, foi definido o bloco, em escala reduzida, que melhor representa a escala real em estudo, o bloco B50 (162).

Os blocos B40 (162) e B40 (164) apresentaram valores muito discrepantes e pouco confiáveis no teste de hipótese para o módulo de deformação e um comportamento muito distante no gráfico tensão \times deformação, tornando inviáveis essas opções. Mesmo com o

bloco B40 (164) tendo apresentado resistência média de 7MPa os fatores citados foram determinantes para a não escolha desse bloco.

Apesar da curva de deformação do bloco B50 (164) estar muito próxima à da escala real e seu módulo de deformação ter sido o mais próximo encontrado, sua resistência é muito distante da encontrada na escala real, o que levou a sua exclusão.

A escolha do bloco B50 (162) foi devida ao seu comportamento na curva tensão \times deformação, sendo possível observar que para tensões inferiores a 2MPa as curvas são muito próximas, e, acima, mantêm-se semelhantes. A confiabilidade dos parâmetros: módulo de deformação e resistência foi satisfatória, e o valor do módulo de deformação a 40% ficou próximo à escala real, tornando esse bloco o mais fiel em relação ao protótipo. Em resumo, significa dizer que, para esse bloco, os parâmetros resistência e módulo de deformação não podem ser estatisticamente considerados diferentes em relação aos valores da escala real.

Após a opção pelo traço B50 (162), foram produzidos os blocos na escala (1:4) em quantidade suficiente para serem montadas e ensaiadas unidades, prismas e paredes, seguindo-se os procedimentos de produção, cura, preparo e ensaio descrito no item 3.2.2.

3.2.4 Definição do Traço Ótimo

Depois de escolhido o traço B50 (162), como sendo o traço que representaria os protótipos da escala real, foi produzido um novo lote de unidades. A partir desse novo lote, foram montados e ensaiados os corpos-de-prova de prismas e paredes. Porém, através de uma análise dos dados obtidos, chegou-se à conclusão de que os valores não levaram a uma boa correlação entre protótipos e modelos.

Pelo fato dos resultados das unidades da escala reduzida apresentarem discrepância significativa em termos de resistência e deformação com a escala real, resolveu-se produzir um novo lote de unidades.

Na primeira produção efetiva das unidades, que levou a escolha do bloco B50 (162), os procedimentos para reprodução em escala reduzida foram coerentemente empregados de acordo com Andolfato (2002), **exceto**, a faixa granulométrica pertencente ao fundo das peneiras, onde a parcela de 24% de areia foi substituída pelo pó-de-pedra de mesma faixa granulométrica, uma vez que o mesmo foi de mais rápida e fácil obtenção.

Como a substituição dos finos da areia pelos finos do pó-de-pedra foi o único procedimento divergente das técnicas de reprodução em escala citadas por Andolfato (2002), resolveu-se utilizar a areia natural no processo de produção, mesmo sabendo da demora e dificuldade de obtenção.

Dessa maneira, o traço ótimo final para a produção das unidades foi o mesmo apresentado na tabela 3.3, em que a areia natural para a escala reduzida foi reproduzida integralmente de acordo com a tabela 3.4. Os procedimentos de produção foram os mesmos descritos no item 3.2.1 e os ensaios seguiram a preconização da NBR-7184 (ABNT, 1992) relatado no item 3.2.2. E os resultados obtidos são apresentados no item 4.3.2.

4 ENSAIO DAS UNIDADES

4.1 Generalidades

Segundo FRANCO (1987), os blocos representam normalmente de 80% a 95% do volume total da alvenaria, sendo elemento determinante de grande parte das características desta. Portanto, é fundamental que se conheçam as suas propriedades para o entendimento da alvenaria como um todo. Eles devem atender aos requisitos de desempenho essenciais para as unidades de alvenaria, como: resistência mecânica, durabilidade, dimensões padronizadas, tolerância dimensional, peso, facilidade de manuseio, e outras.

A principal propriedade mecânica dos blocos vazados de concreto é a resistência à compressão e, por isto, esta é utilizada como parâmetro para seu controle de qualidade, seguindo os procedimentos descritos na NBR-7184 (ABNT, 1992).

Esta etapa envolveu um trabalho experimental com ensaios à compressão nos blocos de concreto e foi desenvolvida nas dependências do Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural – NEPAE. Neste capítulo estão descritos os procedimentos de ensaio na escala real (item 4.2), na escala reduzida (item 4.3) e por fim será feita a correlação entre as escalas (item 4.4).

4.2 Escala Real

Após a classificação, aquisição e pesagem dos blocos, estes foram capeados e ensaiados. Os procedimentos para capeamento e ensaios que determinaram a resistência à compressão axial e deformação são descritos neste item.

4.2.1 Capeamento

Existem alguns fatores relevantes para preparo dos blocos para os devidos ensaios. Para ensaio de compressão axial nos blocos de concreto é importante o paralelismo entre as faces. Esse paralelismo é garantido através de uma regularização da superfície dos blocos realizada pelo capeamento. O capeamento, segundo a norma NBR-7184 (ABNT, 1992), pode ser feito com pastas ou argamassas à base de gesso, enxofre, cimento, pozolana ou qualquer outro material.

A NBR-7184 (ABNT, 1992) preconiza que devem ser utilizadas pastas ou argamassas capazes de apresentar, no momento do ensaio, resistência à compressão em corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, superior à prevista para o bloco a ensaiar. A norma ainda preconiza que a espessura média do capeamento não deve exceder 3 mm.

Os resultados obtidos por MAURÍCIO ET AL (2004) indicaram o gesso e o enxofre como sendo os materiais para capeamento mais indicados para estudos experimentais de resistência à compressão axial de blocos de concreto para alvenaria estrutural. Baseado nesses resultados, optou-se neste trabalho, mesmo não atendendo os requisitos da NBR-7184 (ABNT, 1992), utilizar o gesso como material de capeamento, já que o mesmo não é tóxico e apresenta uma melhor trabalhabilidade em relação ao enxofre.

Para a regularização da superfície dos blocos capeados com gesso, foi utilizado um capeador metálico usado comumente em laboratórios de pesquisa. Esse aparato fornece horizontalidade e verticalidade para a regularização dos blocos, possibilitando assim o paralelismo entre as faces capeadas.

O procedimento básico utilizado é untar o capeador metálico com óleo para facilitar o desprendimento após o capeamento. Então o bloco é molhado, evitando dessa maneira a absorção da água da pasta de gesso pelo bloco, o que pode acelerar a secagem e atrapalhar o processo de capeamento. Após o preparo do gesso, com rigoroso controle da mistura, é feito o capeamento da face do bloco (figura 4.1).

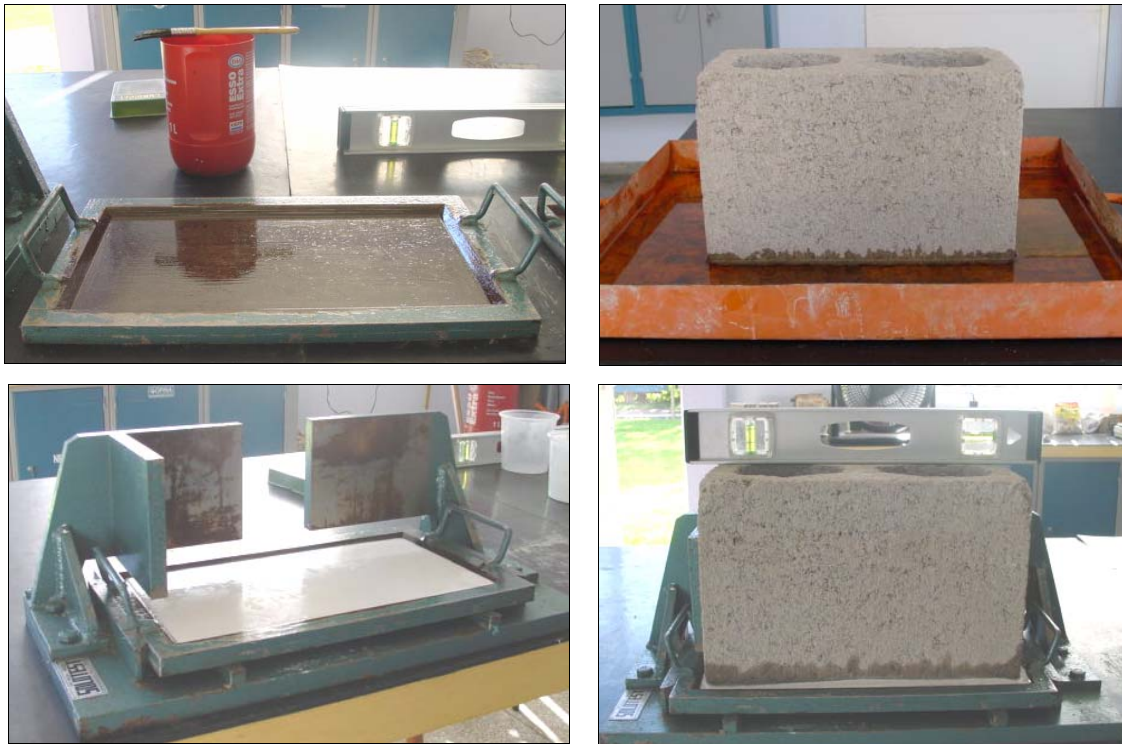


Figura 4.1 – Seqüência do capeamento

4.2.2 Determinação da Resistência à Compressão Axial

Para a determinação da resistência à compressão dos blocos de concreto foram utilizados os procedimentos preconizados pela norma NBR-7184 (ABNT, 1992).

4.2.3 Determinação do Módulo de Deformação

Não existe norma brasileira referenciando a determinação do módulo de deformação dos blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural. Portanto, foi aplicada uma técnica comumente utilizada nos laboratórios de ensaios.

Para a determinação das curvas tensão-deformação das unidades, foram utilizados transdutores de deslocamento (relógios comparadores) acoplados a cantoneiras de alumínio, que por sua vez foram coladas nos blocos. Foi também realizada em dois dos

ensaios a utilização de extensômetros elétricos junto com os transdutores de deslocamento para verificação das diferenças de leitura que poderiam ocorrer nos diferentes tipos de instrumentação.

As cantoneiras de alumínio foram coladas com superbonder®, utilizando-se um gabarito que sempre as posicionavam no mesmo local, mantendo sempre o mesmo comprimento inicial. A figura 4.2 apresenta a colagem das cantoneiras de alumínio para fixação dos relógios comparadores utilizando um gabarito de madeira.



Figura 4.2 – Colagem das cantoneiras e fixação dos relógios de milésimo e centésimo

Os extensômetros foram instalados a meia altura das unidades, um em cada lado do bloco, entre o septo central e as paredes laterais, sendo uma região oposta da outra (figura 4.3). Essa disposição dos extensômetros foi concebida na intenção de adquirir médias de deformações pontuais.

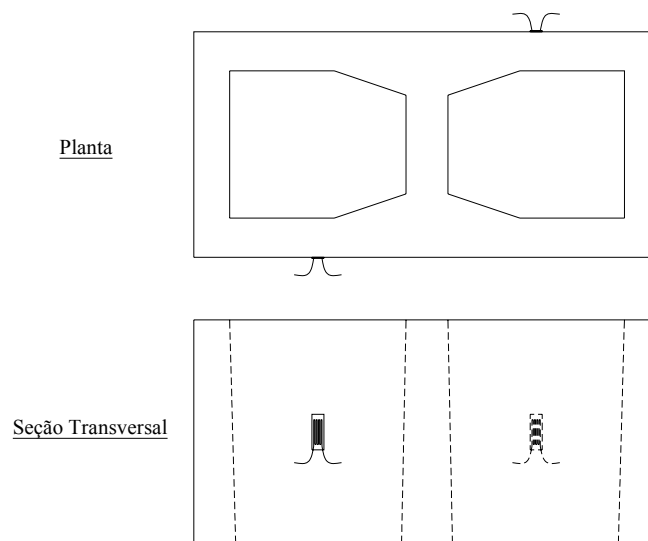


Figura 4.3 – Esquema de posicionamento dos extensômetros. Fonte: ANDOLFATO (2002)

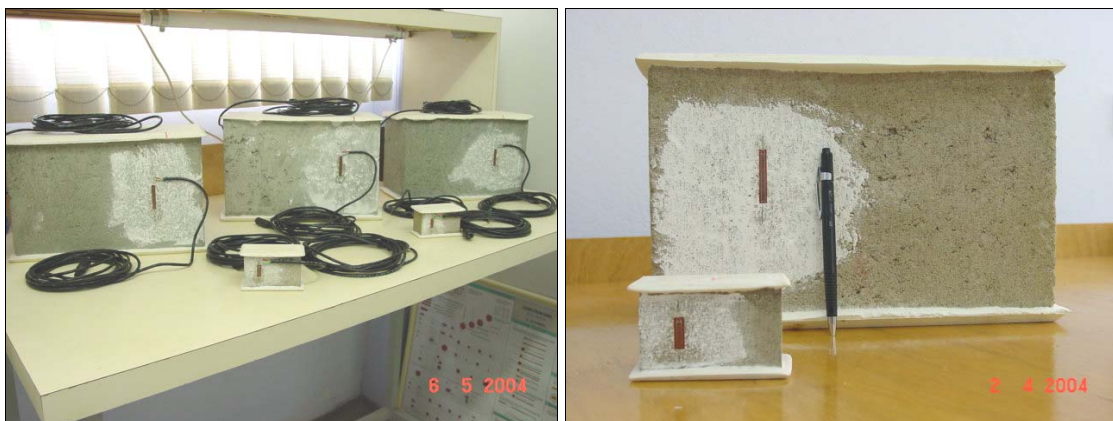


Figura 4.4 – Blocos instrumentados com extensômetros elétricos

4.2.4 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para a determinação de resistência à compressão axial e da deformação, foram ensaiadas 21 unidades. Para a obtenção da deformação, as unidades foram instrumentadas de acordo com os procedimentos descritos no item 4.2.3 – Determinação do Módulo de Deformação

das Unidades. Os valores médios dos resultados obtidos: carga de ruptura, resistência à compressão e deformação a 2,5 MPa, que corresponde aproximadamente a 40% da tensão de ruptura, são mostrados na tabela 4.1. Os valores individuais são mostrados na íntegra na tabela 13.6 e na tabela 13.7 em anexo.

Tabela 4.1 – Média dos resultados – Blocos – Escala Real

	Carga (kN)	Tensão* σ (MPa)	Deformação a 2,5 MPa		Deformação na Ruptura	
			Relógios (%)	Extensômetros (%)	Relógios (%)	Extensômetros (%)
Média	284,4	7,01	0,35	0,28	1,69	1,97
Desv. Pad.	41,1	1,0	0,07	0,04	0,76	0,38
Coef. Var.	14,4%	14,4%	20,6%	14,7%	44,7%	19,4%

* A tensão foi calculada em relação a área bruta

Módulo de Deformação

Para a obtenção do módulo de deformação, foram ensaiados 21 blocos. Em 12 deles, foram utilizados 4 transdutores de deslocamento, sendo 2 relógios digitais de leituras visuais e 2 conectados ao sistema de aquisição de dados (figura 4.5). O restante das unidades foi ensaiada com a utilização de 2 relógios digitais de leituras visuais. Vale informar que, em 2 desses ensaios, foram utilizados extensômetros elétricos.

O módulo de deformação das unidades foi calculado em relação a tensão de 2,5 MPa. Esse valor foi estabelecido por se encontrar próximo do valor de 40% da ruptura.



Figura 4.5 – Preparação para ensaio – Sistema de aquisição de dados

Os resultados obtidos a partir dos ensaios permitem a construção do gráfico tensão \times deformação das unidades (figura 4.6) e (figura 4.7).

A deformação média dos blocos à tensão de 2,5 MPa, foi de (0,35%) usando relógios comparadores e de (0,28%) usando extensômetros. A curva média tensão \times deformação dos ensaios nas unidades simplifica a análise dos blocos no que diz respeito às deformações. Essa curva representa a deformação média dos blocos em função da tensão a que está submetido.

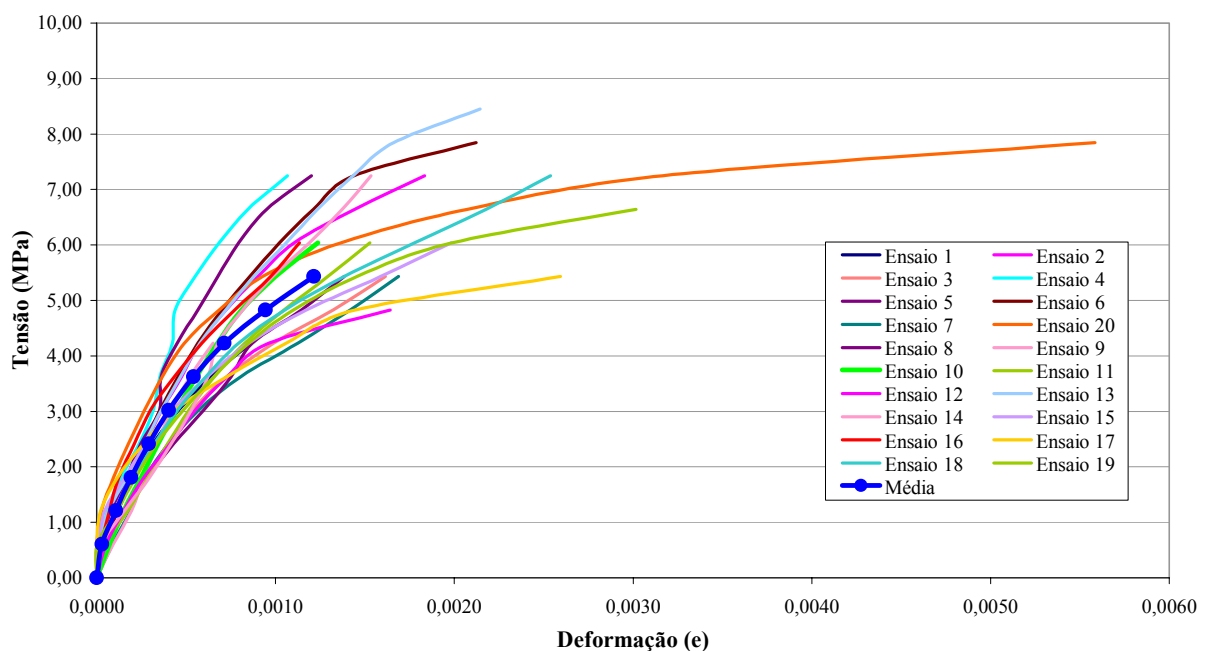


Figura 4.6 – Gráfico Tensão \times Deformação, uso de relógios comparadores

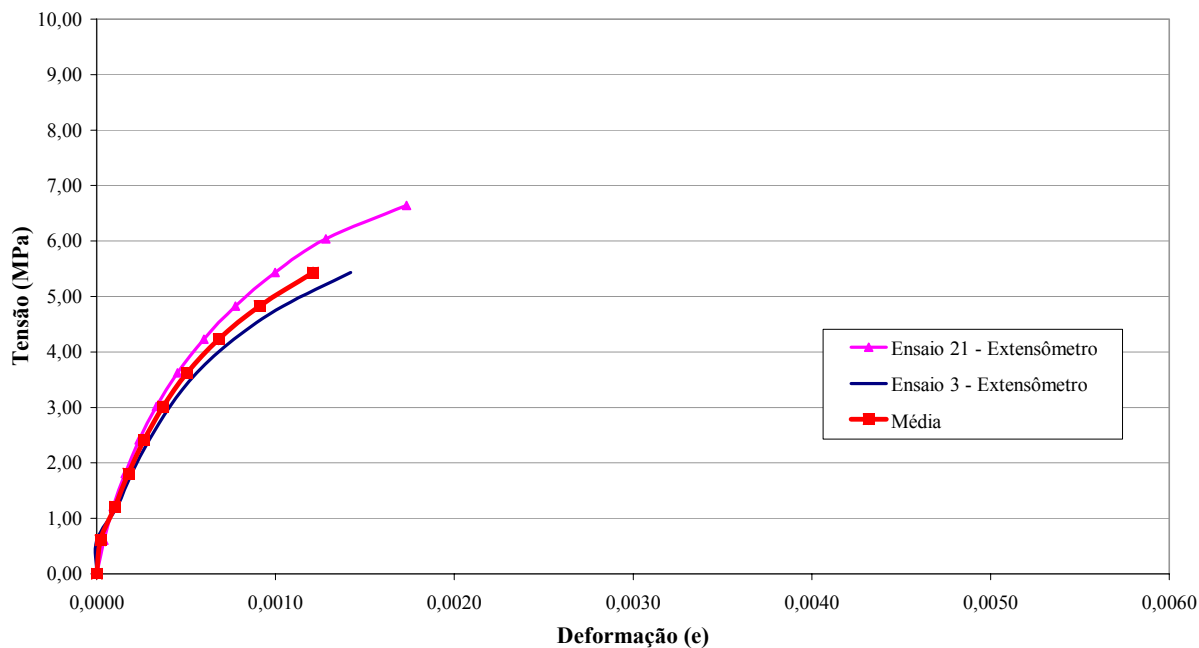


Figura 4.7 – Gráfico Tensão x Deformação, uso de extensômetros

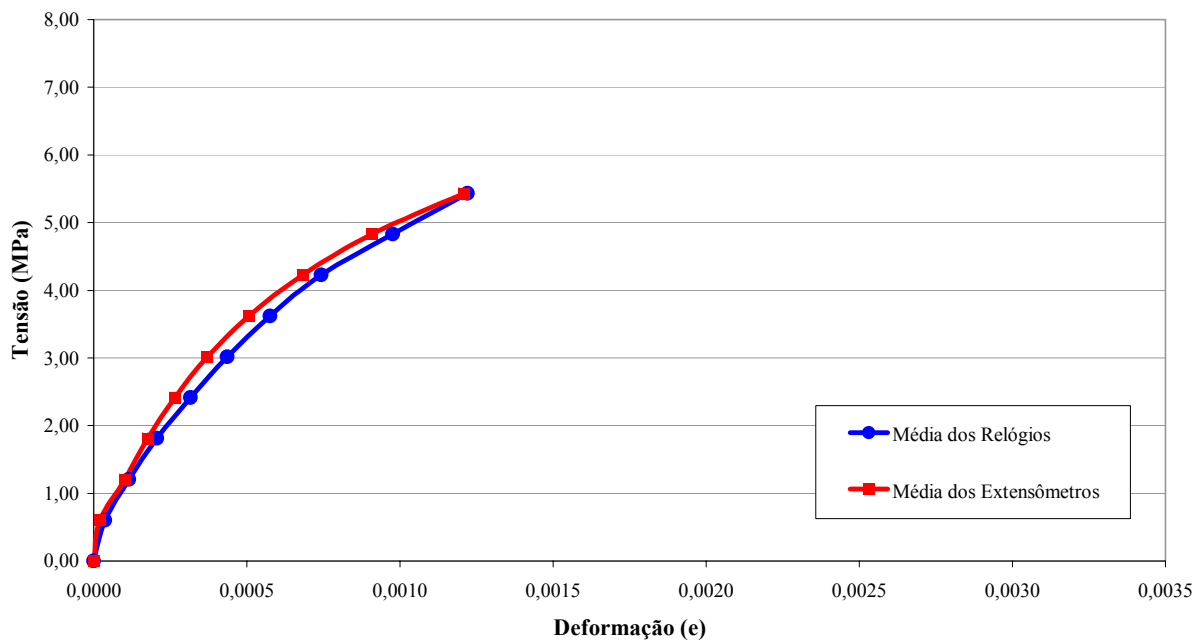


Figura 4.8 – Gráfico comparativo Tensão x Deformação – média dos relógios e extensômetros

Modo de ruptura

Na figura 4.9 é possível visualizar os modos de ruptura apresentados pelos blocos de concreto, ensaiados à compressão axial de acordo com os procedimentos relatados anteriormente.



Figura 4.9 – Modos de ruptura apresentados

4.3 Escala Reduzida

Após o ajuste do traço, produção e pesagem dos blocos, estes foram capeados e ensaiados. Os procedimentos referentes ao capeamento e determinação da resistência à compressão axial dos blocos na escala reduzida já foram descritos no capítulo 3, no item Ensaio das Unidades. Dessa forma, este item irá apresentar a descrição da determinação do módulo de deformação dos blocos na escala reduzida.

4.3.1 Determinação do Módulo de Deformação

Os procedimentos para a determinação do módulo de deformação nas unidades em escala reduzida foram praticamente os mesmos apresentados para a escala real. A diferença foi que para os blocos reduzidos não houve espaço suficiente para instalação de relógios comparadores.

Da mesma forma que na escala real, foram empregados extensômetros elétricos que forneceram os valores das deformações para cada incremento de tensão exercida no bloco, permitindo assim, traçar sua curva tensão x deformação (figura 4.10).

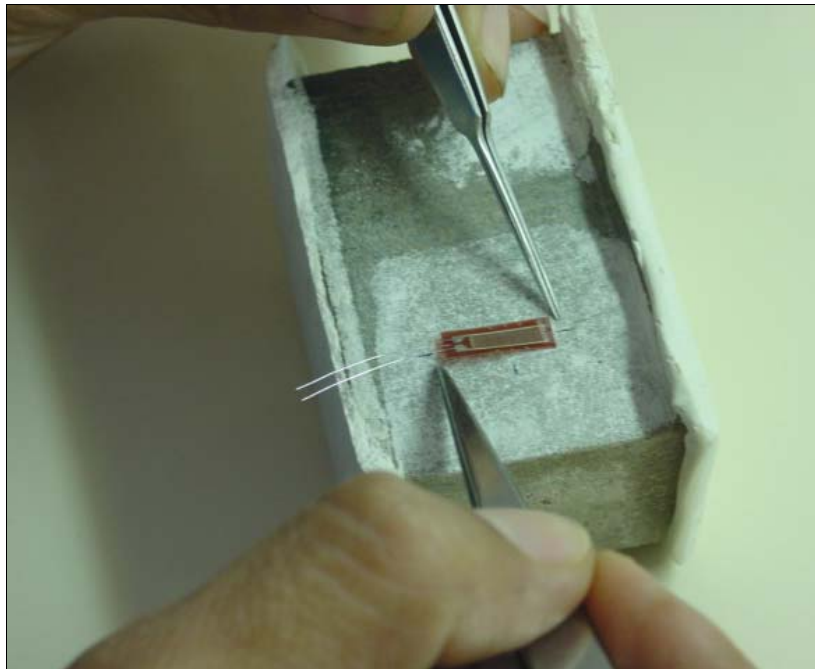


Figura 4.10 – Colagem de extensômetro na escala reduzida

Um fator importante para a determinação correta das deformações é o comprimento da grade do extensômetro, esse comprimento determina a dimensão do mesmo. Se for utilizado um extensômetro com dimensão da grade muito pequena e esse extensômetro estiver colado em um ponto de grande rigidez localizada, no caso de um bloco de concreto, próximo a um pedrisco, as deformações que serão lidas por este, serão as deformações do pedrisco e não da unidade de alvenaria, invalidando assim o resultado. Porém, utilizar extensômetros de grandes dimensões de grade também não é aconselhável, pois se estará medindo uma aproximação das deformações que ocorrem ao longo da grade e não a deformação do elemento em estudo.

Dessa forma, escolheu-se trabalhar com extensômetros elétricos uniaxiais com dimensão de dez milímetros de grade para uso na escala reduzida, enquanto que na escala real adotou-se extensômetros com dimensão de trinta milímetros de grade.

4.3.2 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para a determinação de resistência à compressão axial, aos 28 dias, foram ensaiadas 17 unidades, enquanto que para a obtenção da deformação foram ensaiadas 6 unidades. Estas, por sua vez, foram instrumentadas de acordo com os procedimentos descritos no item 4.3.1 – Determinação do Módulo de Deformação das Unidades. Os valores médios dos resultados obtidos: carga de ruptura, resistência à compressão e deformação são mostrados na tabela 4.2. Os valores individuais na íntegra estão na tabela 13.8 em anexo.

Tabela 4.2 – Média dos resultados obtidos – Blocos – Escala Reduzida

	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Massa (g)	Grau de compacidade (g/cm ³)	Deformação a 2,5 Mpa	Deformação na ruptura
					Extensômetros (‰)	Extensômetros (‰)
Média	19,1	7,51	153,74	1,28	0,34	2,38
Desv. Pad.	1,6	0,6	0,2	0,0	0,07	0,24
Coef. Var.	8,3%	8,3%	0,1%	0,1%	31,7%	21,4%

Módulo de Deformação

Do total de 16 blocos ensaiados, foi realizada uma seleção visual e 6 unidades foram instrumentadas para o ensaio à compressão axial, possibilitando medir suas deformações, e assim, fornecer o módulo de deformação das unidades. Para isso, foram usados extensômetros elétricos, e todos os métodos relacionados a estes procedimentos podem ser observados no item 4.3.1 – Determinação do Módulo de Deformação.

As curvas tensões \times deformações das unidades ensaiadas podem ser observadas na figura 4.11. O módulo de deformação a tensão de 2,5 MPa foi 8.504 MPa.

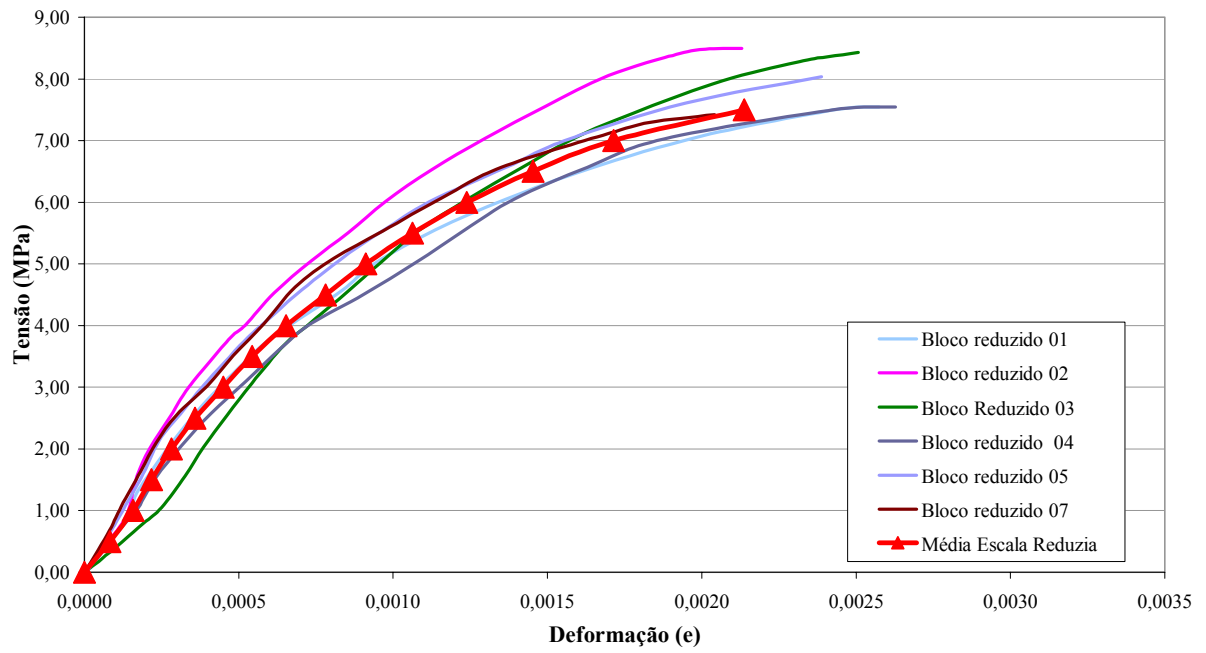


Figura 4.11 – Gráfico Tensão x Deformação das unidades

Modo de ruptura

As formas de ruptura podem ser observadas na figura 4.12.

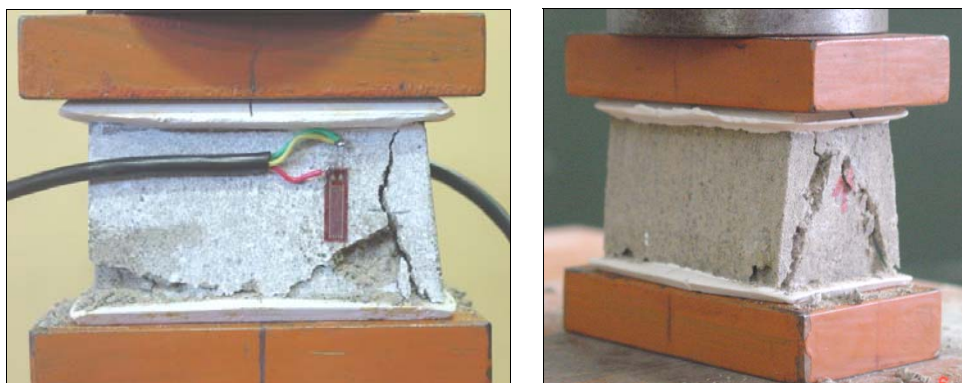


Figura 4.12 – Forma de ruptura das unidades (1:4)

4.4 Correlação entre Unidades e Análise dos Resultados

Após os ensaios dos blocos tanto da escala real quanto da reduzida, foi desenvolvido um estudo comparativo procurando correlacionar os resultados obtidos nas duas escalas. A tabela 4.3 ilustra um resumo das médias e o resultado do teste estatístico de comparação de duas médias.

Foi usado o teste “t de student” para comparar duas médias. Para fazer esse teste é preciso estabelecer o nível de significância (α). A escolha de α é arbitrária, para este trabalho escolheu-se o valor de $\alpha = 0,05$ (5%). Esse nível de significância (α) fornece a probabilidade máxima, com a qual se está disposto a correr o risco de cometer um erro de rejeitar uma hipótese nula, quando na realidade ela é verdadeira.

A hipótese estatística formulada para cada variável, consiste de:

- Hipótese nula - H0: quando não há diferença significativa entre as médias dos grupos estudados
- Hipótese alternativa - H1: quando há diferença entre as médias dos grupos.

A hipótese H0 será rejeitada se: $t_{\text{calculado}} > t_{\text{tabelado}}$

Tabela 4.3 – Média dos Resultados e Teste t de student

Tipo de Resultados / Escalas	Real	Reduzida	Verificação de semelhança**
Resistência (MPa)	7,01	7,51	OK
Coef. Variação	14,4%	8,3%	
Deformação a 2,5 MPa (extensômetros) (%)	0,28	0,34	OK
Deformação na ruptura (extensômetros) (%)	1,97	2,38	OK
Módulo de Deformação a tensão de 2,5 Mpa (extensômetros)	9034	8540	OK

** Se OK, as médias não podem ser consideradas diferentes a um nível de significância (α) de 5%. Se Não OK, as médias são diferentes a este α

O teste de comparação entre duas médias foi realizado primeiramente através de uso das tabelas de “t de student”, posteriormente realizou-se a verificação dos valores através da utilização do software estatístico S.A.S. – Statistical Analysis System – versão 8.0 (SAS, 1999).

De acordo com os resultados apresentados, o valor da resistência média dos blocos da escala reduzida (7,51 MPa) foi superior ao da escala real (7,01 MPa). Entretanto, estatisticamente as médias de resistência não podem ser consideradas diferentes a um nível de significância de 5%, que é o valor comumente utilizado na engenharia civil. Empregando o mesmo teste estatístico de comparação de duas médias, o “t de student”, evidenciou-se que as deformações a 2,5 MPa, na ruptura, e o módulo de deformação a 2,5 MPa também não podem ser considerados diferentes a um nível de significância de 5%.

Com isso, pode-se dizer que não foram encontradas diferenças significativas nas medidas de resistência e deformação entre protótipo e modelo, indicando a possibilidade de se trabalhar de forma direta com modelos físicos reduzidos para o estudo de alvenaria de blocos de concreto.

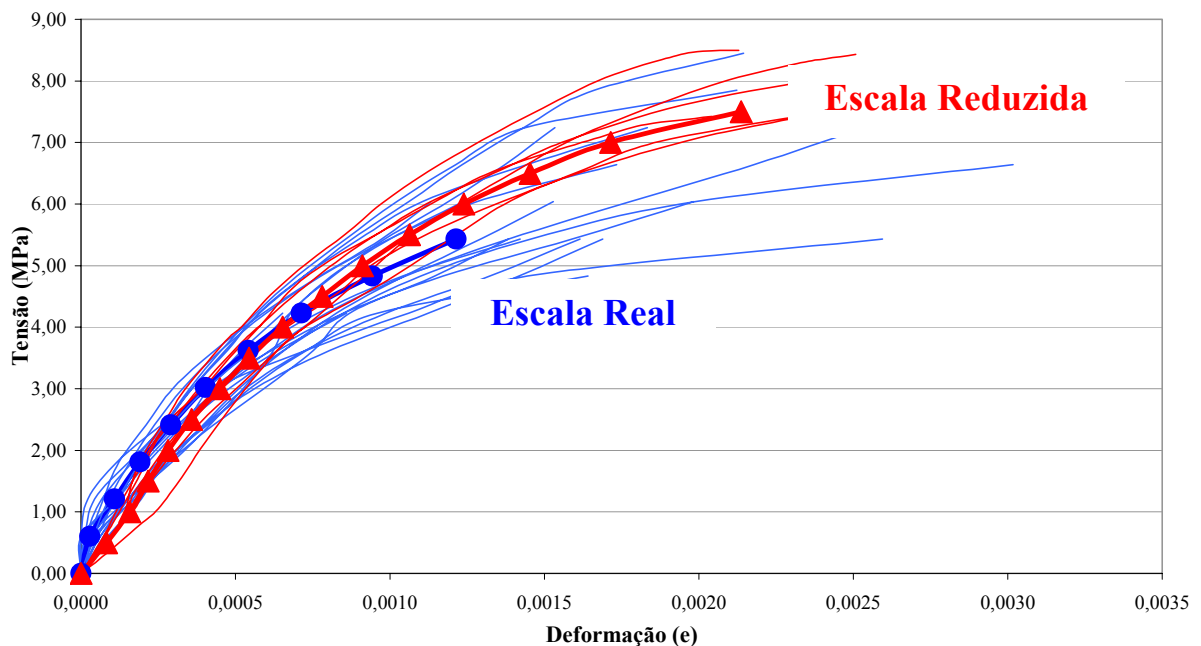


Figura 4.13 – Gráfico Comparativo Tensão x Deformação

As deformações ocorridas em ambas as escalas também podem ser analisadas, a seguir, pelas curvas tensão \times deformação. Observa-se que as deformações das unidades foram semelhantes até a tensão de 5 MPa. Acredita-se que, posteriormente a essa carga, as unidades já tenham passado de sua fase elástica, apresentando um alto grau de dispersão dos dados.

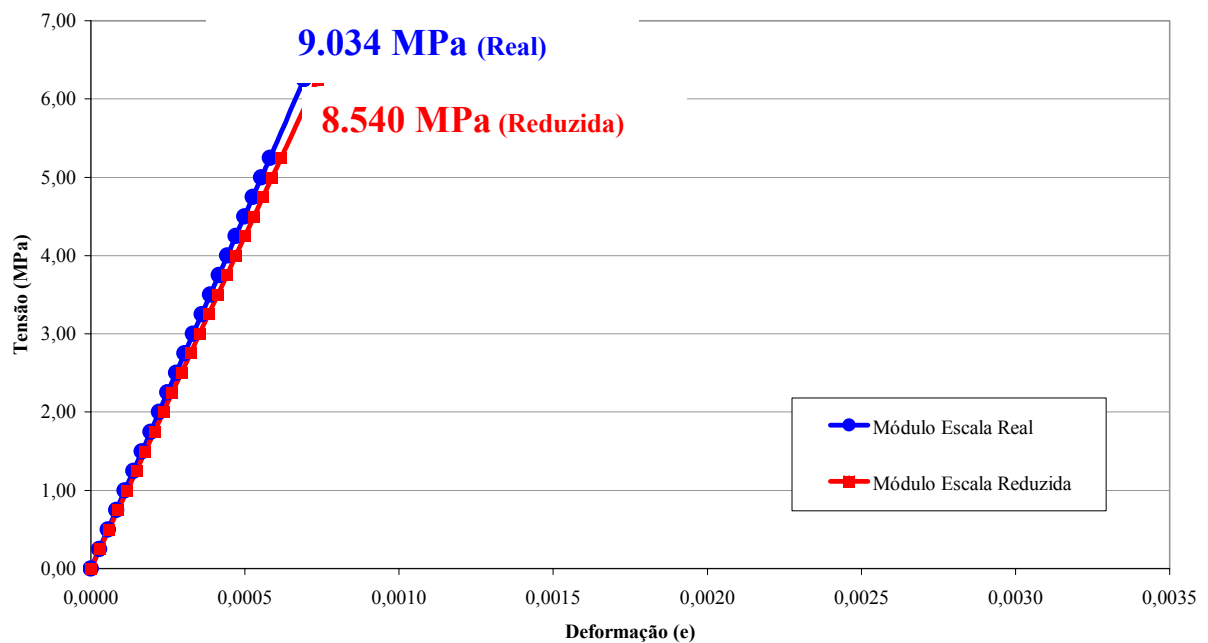


Figura 4.14 – Gráfico Comparativo Módulos a 40%, uso de extensômetros

5 ENSAIO EM PRISMAS

5.1 Generalidades

Os ensaios em prismas são adotados em alguns códigos e normas como a base para se calcular a resistência de projeto da alvenaria à compressão. Esse é o caso, por exemplo, da América do Norte, Austrália e Brasil. Inúmeros estudos têm sido conduzidos quanto ao uso de corpos-de-prova de prismas com o efeito da variação dos procedimentos de ensaio nos resultados obtidos.

Um importante fator nesse tipo de ensaio é a relação entre altura do prisma e sua espessura. No meio técnico é geralmente considerado que uma relação altura-espessura de aproximadamente cinco seja necessária para eliminar os efeitos dos pratos da prensa e para apresentar uma medida mais precisa da resistência à compressão da alvenaria.

Fatores de correção têm sido sugeridos para corpos-de-prova tendo valores mais baixos para a relação h/t , mas isto é de validade duvidosa e esses seriam mais sensíveis ao tipo de capeamento e aos pratos da prensa (MAURENBRECHER, 1980). Dessa maneira, resolveu-se trabalhar com prismas de três fiadas de altura com relação $h/t \cong 4,21$ ao invés de prismas de duas fiadas, conforme preconiza a norma utilizada neste trabalho.

5.2 Escala real

Para a determinação da resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto foram utilizados os procedimentos preconizados pela norma brasileira NBR 8215 (ABNT, 1983). Alguns fatores foram modificados, tal como a altura dos prismas. Isso devido aos fatos apresentados anteriormente.

5.2.1 Montagem dos Prismas

Assim, a NBR 8215 (ABNT, 1983) preconiza que, para prismas não grauteados, estes devem ser compostos pela justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa. O assentamento deve ser realizado à temperatura ambiente $30 \pm 10^\circ C$ e umidade relativa de 40 a 90%.

A argamassa deve ser colocada sobre toda a superfície superior do bloco, em quantidade suficiente, de modo a resultar em uma superfície convexa e sem sulcos. Assim, outro bloco deve ser colocado sobre a argamassa. As juntas devem ter espessura de $10 \pm 3mm$. As faces dos blocos foram umedecidas antes do assentamento, para que estes não retirassem a água da junta de argamassa. Após a montagem dos prismas, eles foram cobertos por sacos plásticos, dentro dos quais colocaram-se estopas molhadas para garantir um ambiente úmido para sua cura. Aos 14 dias, foram retirados os sacos, e, aos 28 dias, foram levados ao ensaio de compressão axial.

Foi utilizado o capeamento de gesso assim como nos ensaios das unidades. A figura 5.1 apresenta a montagem dos prismas utilizando-se gabaritos laterais para manutenção da verticalidade e de um nível de bolha para manutenção do paralelismo das faces do corpo-de-prova.



Figura 5.1 – Esquema de montagem dos prismas

A argamassa escolhida para execução foi a industrializada Votomassa, permitindo manter a relação com a construção do edifício de quatro pavimentos de onde foram retiradas as amostras de blocos de concreto. A proporção de água para preparação da argamassa seguiu as recomendações do fabricante. Com o auxílio da bisnaga realizou-se o assentamento dos blocos de maneira que uma pastilha de PVC garantia a junta de 1 cm sugerida pela norma.

5.2.2 Instrumentação

Assim como nos blocos, os prismas também não possuem uma norma brasileira prescrevendo a determinação do módulo de deformação dos mesmos. Nos prismas foram empregados transdutores de deslocamentos (relógios comparadores) e extensômetros elétricos interligados ao sistema de aquisição de dados, assim como descrito para os blocos. A figura 5.2 apresenta o esquema do ensaio.

Para medir a deformação da alvenaria, foram coladas duas cantoneiras de alumínio para cada ponto de leitura, sendo quatro no total. Na colagem, foi utilizado um gabarito de forma que as cantoneiras sempre apresentassem a distância de 40cm entre seus centros geométricos.

Para medir a deformação no bloco, foram colados extensômetros elétricos em lados opostos na unidade intermediária pertencente a 2º fiada, o posicionamento desses extensômetros foi semelhante ao descrito no capítulo anterior para os blocos.



Figura 5.2 - Esquema de ensaio dos prismas

5.2.3 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para a determinação de resistência à compressão axial e deformações, foram ensaiados 11 prismas. Os valores médios dos resultados obtidos: carga de ruptura, resistência à compressão e deformações obtidas com relógios e extensômetros são mostrados na tabela 5.1. Os dados geradores desta tabela se encontram na tabela 13.9 e tabela 13.10 em anexo.

Tabela 5.1 – Média dos resultados obtidos – Prismas – Escala Real

	Carga (kN)	Resistência* σ (MPa)	Deformação a 2 MPa		Deformação na Ruptura	
			Relógios (%)	Extensômetros (%)	Relógios (%)	Extensômetros (%)
Média	233,7	5,76	0,31	0,22	2,04	1,16
Desv. Pad.	21,9	0,5	0,05	0,04	0,45	0,40
Coef. Var.	9,4%	9,4%	17,3%	15,9%	21,9%	34,3%

* A Resistência foi calculada em relação a área bruta

Segundo RAMALHO e CORRÊA (2003), a resistência à compressão é o parâmetro mais importante para a alvenaria estrutural. E dentre os fatores que exercem influência na resistência à compressão dos painéis de paredes, a resistência do bloco tem caráter

predominante. De forma geral, quanto mais resistente o bloco, mais resistente será a alvenaria.

Existe um conceito muito importante quando se trata da influência da resistência dos blocos na resistência à compressão das paredes. É a eficiência, ou seja, a relação entre a resistência da parede e a resistência do bloco que a compõe.

$$\text{Fator de eficiência} = \frac{f_{prisma}}{f_{bloco}};$$

De acordo com RAMALHO e CORRÊA (2003), os valores da eficiência prisma-bloco, para a prática corrente no Brasil, variam de 0,5 a 0,9 para blocos de concreto. Dessa maneira, os dados obtidos neste trabalho estão dentro desse intervalo, uma vez que a resistência dos prismas foi de 5,76 MPa e a dos blocos foi de 7,01 MPa, resultando em um valor de eficiência igual a 0,82.

Módulo de Deformação

Na tabela 5.1, encontram-se os valores das deformações, usando relógios e extensômetros. A deformação média, na ruptura da alvenaria, medida pelos relógios, foi de (2,04‰), e das unidades, medidas pelos extensômetros, foi de (1,16‰). A seguir são apresentadas as curvas tensões \times deformações obtidas através do uso de relógios comparadores e de extensômetros respectivamente.

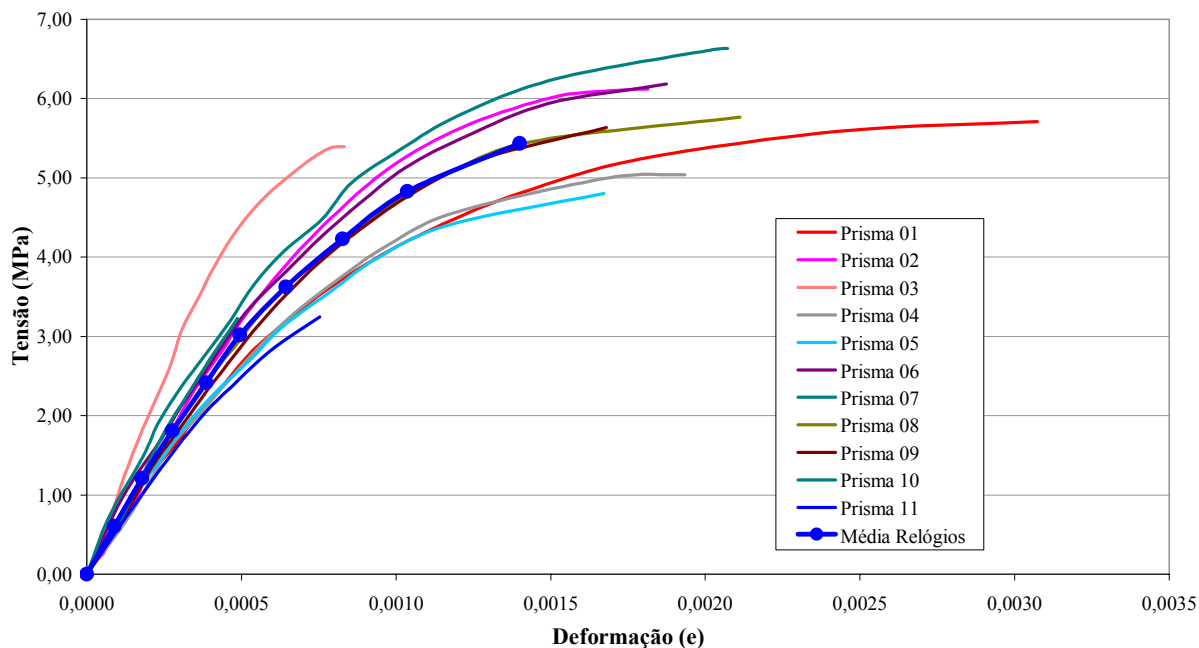


Figura 5.3 – Gráfico da média tensão x deformação da alvenaria, uso de relógios comparadores

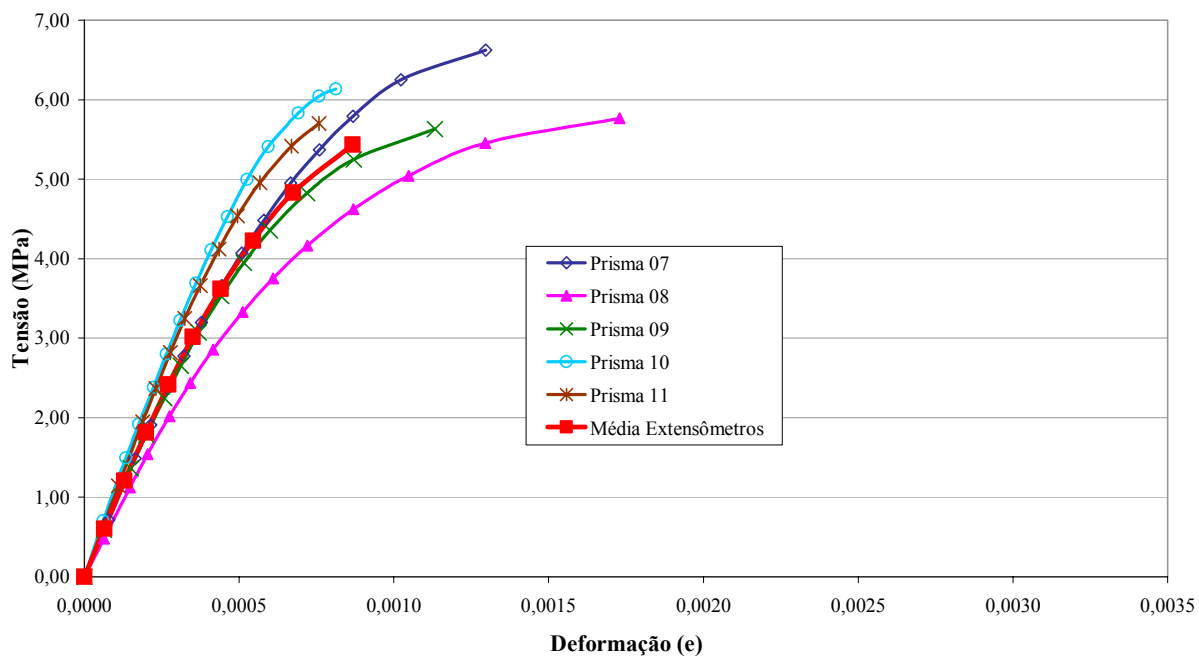


Figura 5.4 – Gráfico da média tensão x deformação das unidades intermediárias, uso de extensômetros

Neste momento, é importante salientar que as medidas obtidas com o uso de relógios comparadores e extensômetros são duas medidas que refletem comportamentos distintos, cada qual com sua particularidade. Os relógios comparadores, devido ao seu posicionamento transpassando as juntas de argamassa, mediram o comportamento das deformações da alvenaria. Já as medidas feitas por extensômetros, por se tratarem de medidas pontuais, mediram o comportamento das deformações no bloco intermediário do prisma.

Através da figura 5.5, é possível comparar as médias de deformações obtidas com o uso de relógios comparadores e extensômetros. A partir desta figura, é possível visualizar que as deformações da alvenaria, medidas pelos relógios comparadores, foram um pouco maiores do que as das unidades apontadas pelos extensômetros, conforme o esperado.

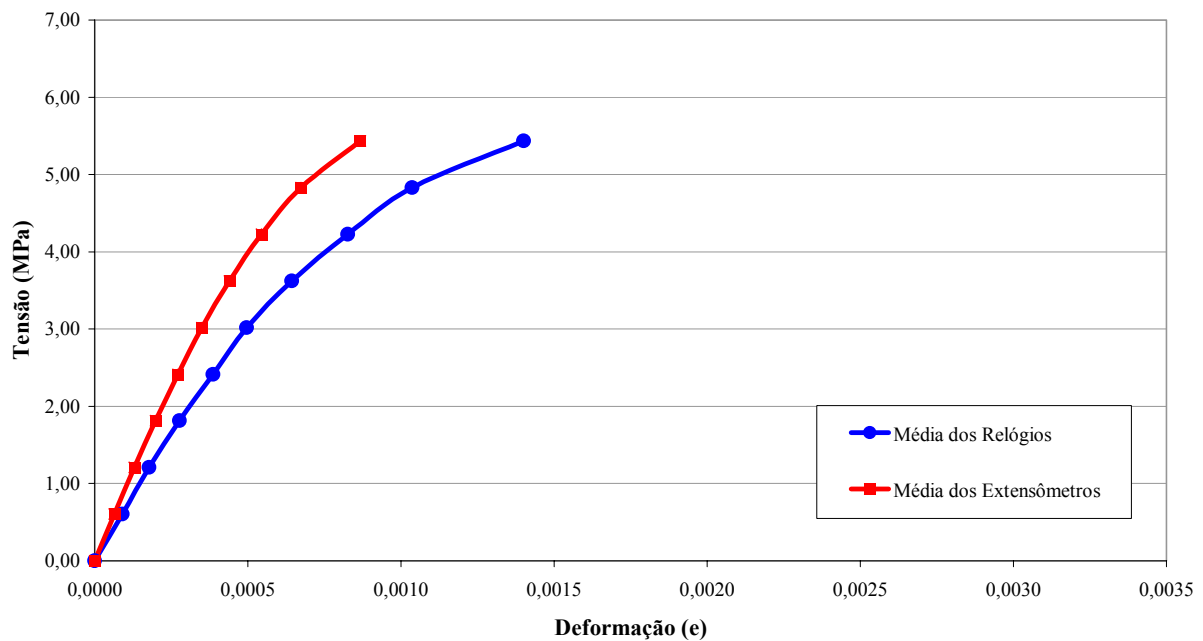


Figura 5.5 – Gráfico da média tensão \times deformação, uso de relógios e extensômetros

O gráfico com a curva tensão \times deformação e o módulo de deformação a 2 MPa, obtidos por relógios e extensômetros, são importantes parâmetros para verificação da influência da argamassa usada, pois quanto maior a diferença entre eles, maior será a deformação na argamassa. O módulo de deformação a 2 MPa foi de 6.640 MPa para a alvenaria (uso de relógios comparadores) e 9.218 MPa para as unidades (uso de extensômetros elétricos).

Modo de Ruptura:

Na figura 5.6, é possível visualizar os modos de rupturas apresentados pelos prismas ensaiados à compressão axial de acordo com os procedimentos descritos anteriormente.



Figura 5.6 – Modo de ruptura dos prismas

5.3 Argamassas

Foi utilizada uma argamassa industrializada, vendida comercialmente, da marca Votomassa. Durante a montagem dos prismas e das paredes, foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos com dimensões 5 x 10 cm (diâmetro x altura). Todo o processo se baseou na NBR 5738 (ABNT, 1994), e, após os 28 dias, os corpos-de-prova foram ensaiados à compressão axial de acordo com os procedimentos especificados pela NBR 7215 (ABNT, 1991).

Tabela 5.2 – Ensaio da Argamassa industrializada seguindo o traço definido pelo fabricante

Parâmetros	Carga (kN)	Resistência (MPa)	Módulo (MPa)
Média	11,8	6,0	6500
Desv. Pad.	0,7	0,3	
Coef. Var.	6%	6%	

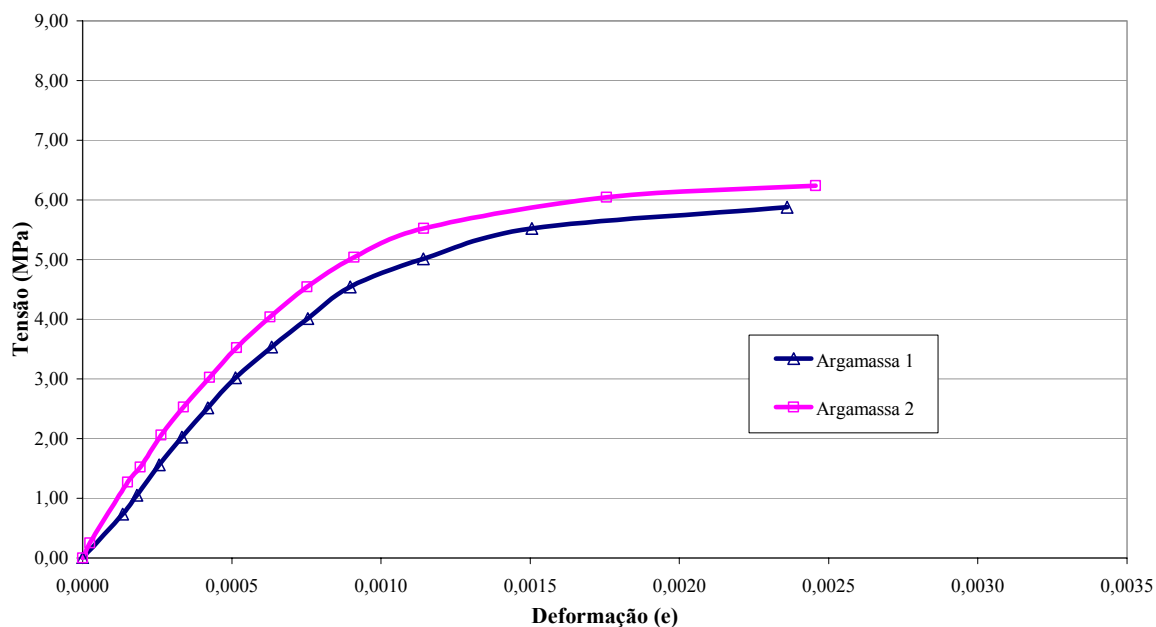


Figura 5.7 – Gráfico Tensão x Deformação dos corpos-de-prova de argamassa

CAMACHO (1995) chegou à conclusão de que os resultados dos ensaios nos prismas, em escala reduzida, montados com a mesma argamassa empregada no protótipo, foram praticamente os mesmos dos prismas com argamassa controlada (granulometria de areia).

Esse comportamento indicou a não necessidade de uma seleção especial na granulometria da areia utilizada nos modelos. Por essa conclusão de Camacho, neste trabalho será utilizada a mesma argamassa para ambas as escalas.



Figura 5.8 – Modo de ruptura da argamassa

5.4 Escala Reduzida

5.4.1 Montagem dos Prismas na Escala (1:4)

Os procedimentos adotados para a montagem dos prismas na escala (1:4) foram similares para os da escala real. A montagem dos prismas (figura 5.9) foi realizada com o auxílio de um gabarito, produzido no laboratório, para garantir o nivelamento e prumo dos mesmos. As espessuras das juntas de argamassa também foram controladas com auxílio de um gabarito, sendo igual a $2,5 \pm 0,75\text{mm}$. As faces dos blocos foram umedecidas antes do assentamento, para que estes não retirassem a água da junta de argamassa.

Após a montagem dos prismas, eles foram cobertos por sacos plásticos, dentro dos quais colocaram-se estopas molhadas para garantir um ambiente úmido para sua cura. Aos 14 dias, foram retirados os sacos, e, aos 28 dias, foram levados ao ensaio de compressão axial.

Para o ensaio de determinação da resistência, foram adotados procedimentos semelhantes ao da escala real que foram baseados nas preconizações da NBR 8215 (ABNT, 1983).

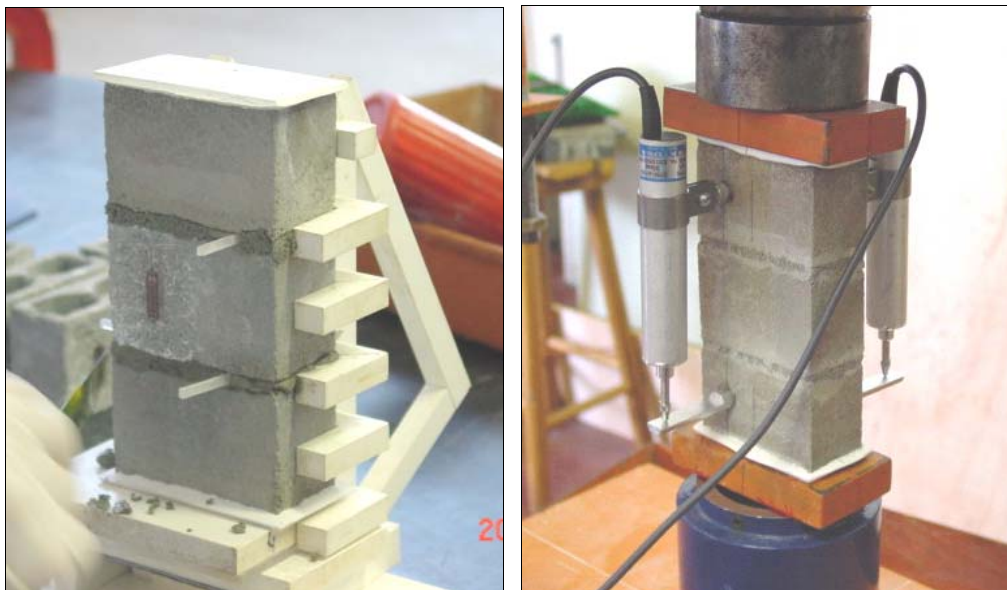


Figura 5.9 – Montagem e posicionamento dos transdutores de deslocamento (LVDT) nos prismas

5.4.2 Instrumentação

Em todos os prismas foram instalados transdutores de deslocamentos LVDT (figura 5.9), em faces opostas, permitindo assim, traçar a curva tensão-deformação da alvenaria. Da mesma forma que na escala real, os transdutores foram acoplados a cantoneiras de alumínio coladas nos corpos-de-prova. Foi utilizado um gabarito para colagem dessas cantoneiras, de forma que elas apresentassem sempre as mesmas distâncias de 10cm entre seus centros geométricos.

Para a determinação das deformações da unidade, foram colados extensômetros elétricos, em faces opostas e nos blocos correspondentes à segunda fiada do prisma. Com isso, foi possível avaliar as deformações da unidade, permitindo assim, traçar a curva tensão-

deformação desses blocos. O esquema da colagem dos extensômetros manteve-se como o realizado nas unidades.

5.4.3 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para a determinação de resistência à compressão axial e deformações, foram ensaiados 12 prismas. Os valores médios dos resultados obtidos: carga de ruptura, resistência à compressão e deformações obtidas com relógios e extensômetros são mostrados na tabela 5.3. Os dados geradores desta tabela se encontram na tabela 13.11 e tabela 13.12 em anexo.

Tabela 5.3 – Média dos resultados obtidos– Prismas – Escala Reduzida

	Carga (kN)	Resistência* σ (MPa)	Deformação a 2 MPa		Deformação na Ruptura	
			Relógios (%)	Extensômetros (%)	Relógios (%)	Extensômetros (%)
Média	15,3	6,03	0,36	0,26	2,78	1,43
Desv. Pad.	2,0	0,8	0,08	0,02	0,30	0,50
Coef. Var.	13,0%	13,0%	23,1%	8,4%	10,9%	34,9%

* A Resistência foi calculada em relação à área bruta

Módulo de Deformação

As deformações nos prismas foram definidas a partir dos resultados de 12 ensaios. A seguir são apresentados os gráficos tensões \times deformações da alvenaria (LVDT) e unidades (extensômetros).

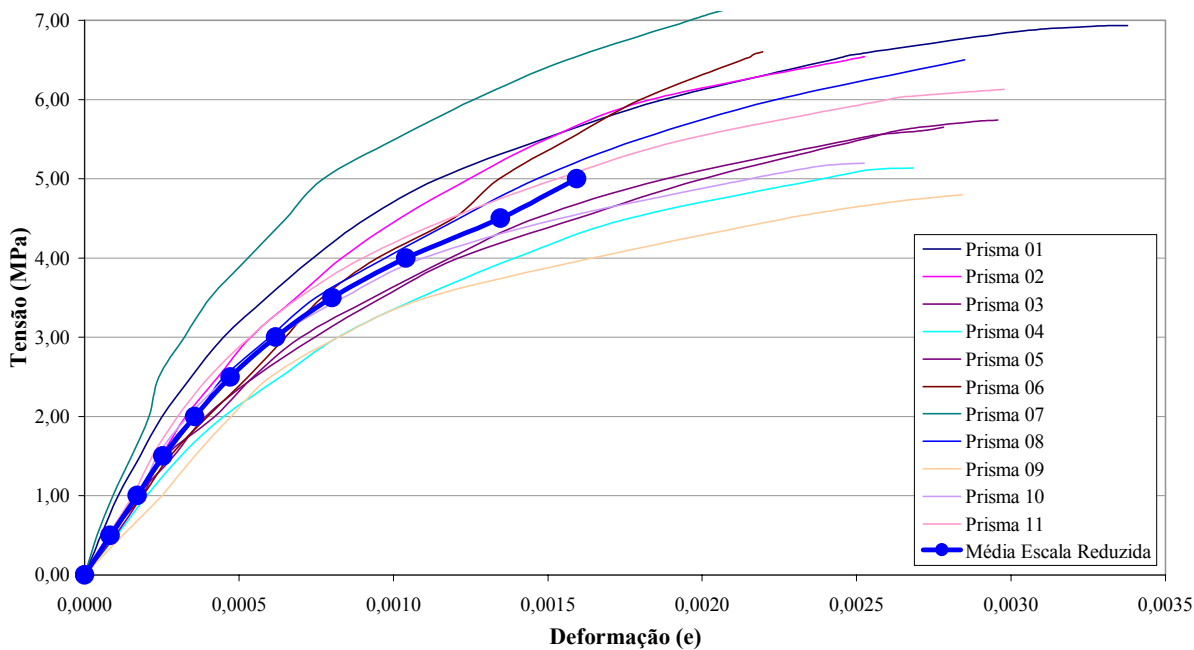


Figura 5.10 – Gráfico da média tensão x deformação da alvenaria, uso de LVDT

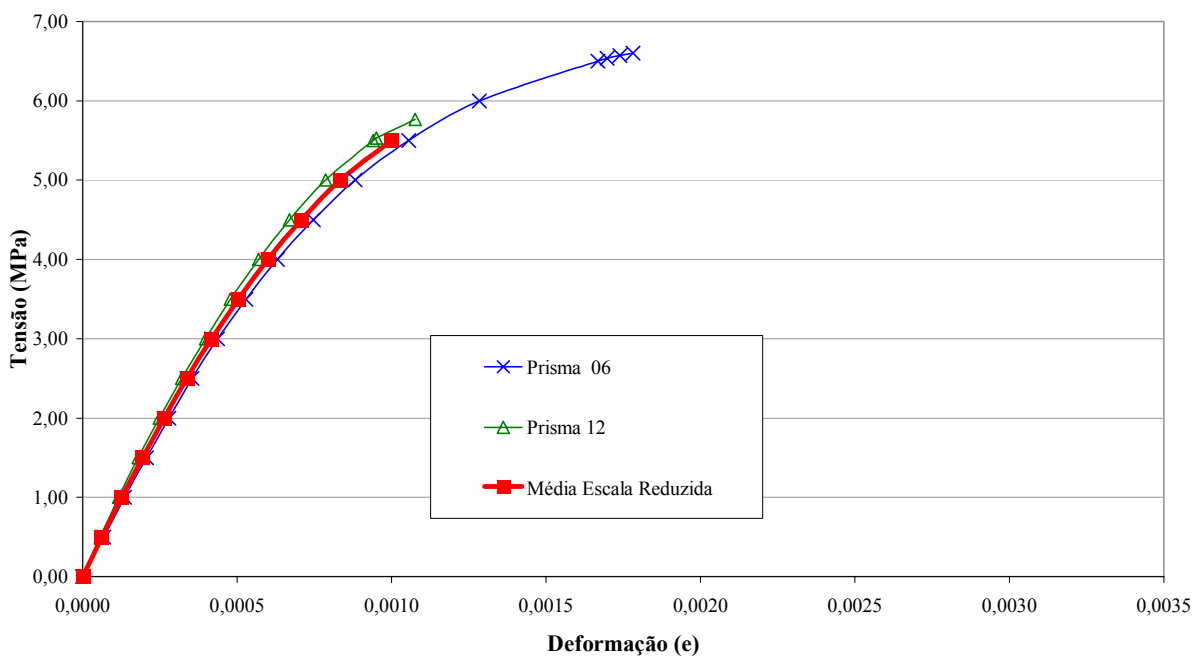


Figura 5.11 – Gráfico da média tensão x deformação da unidade intermediária, uso de extensômetros

As deformações da alvenaria são medidas pelos relógios – LVDT's, enquanto que as deformações no bloco são indicadas pelos extensômetros.

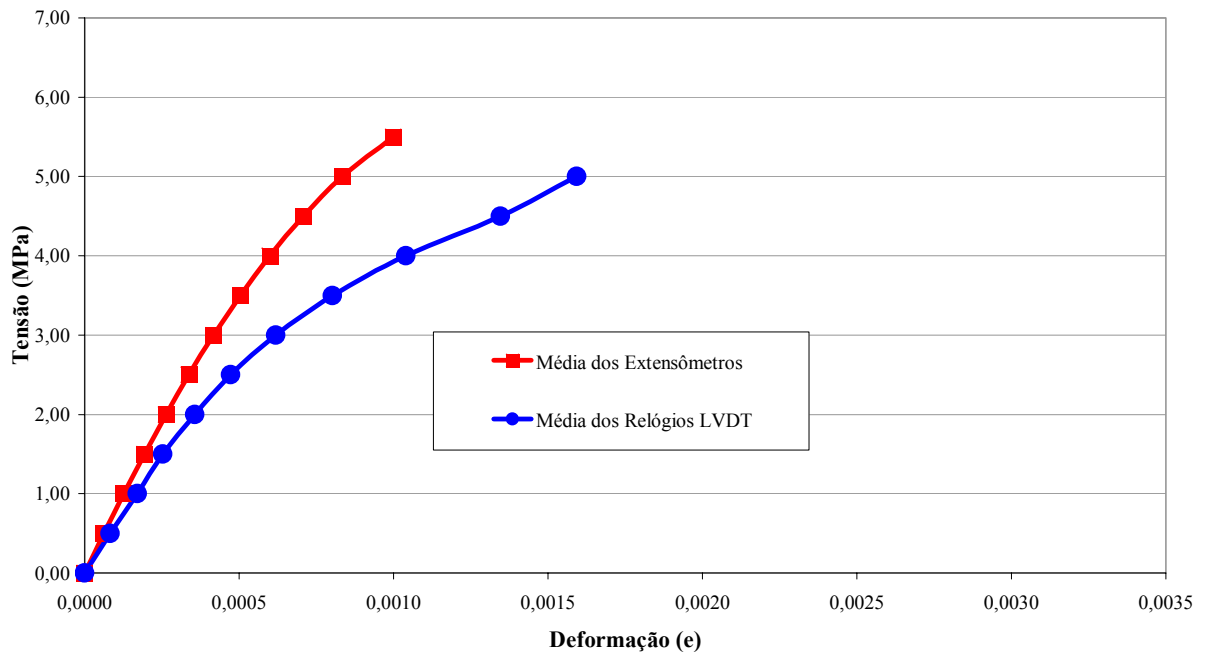


Figura 5.12 – Gráfico da média tensão \times deformação, comparação relógios e extensômetros

De acordo com o gráfico, pode-se observar que as deformações na alvenaria foram maiores que as deformações nas unidades, fato este que também foi verificado na escala real.

O módulo de deformação nos prismas foi calculado em relação à tensão de 2 MPa, valor este estabelecido por se encontrar próximo ao valor de 40% da ruptura. Os módulos de deformação a 2 MPa para os blocos (extensômetros) e alvenaria (LVDT) foram de 7.618 MPa e 5.946 MPa, respectivamente.

Modo de Ruptura:

As formas de ruptura dos prismas na escala 1:4 são mostradas na figura 5.13. Pode-se observar que as formas de ruptura se assemelham com as da escala real (figura 5.6).

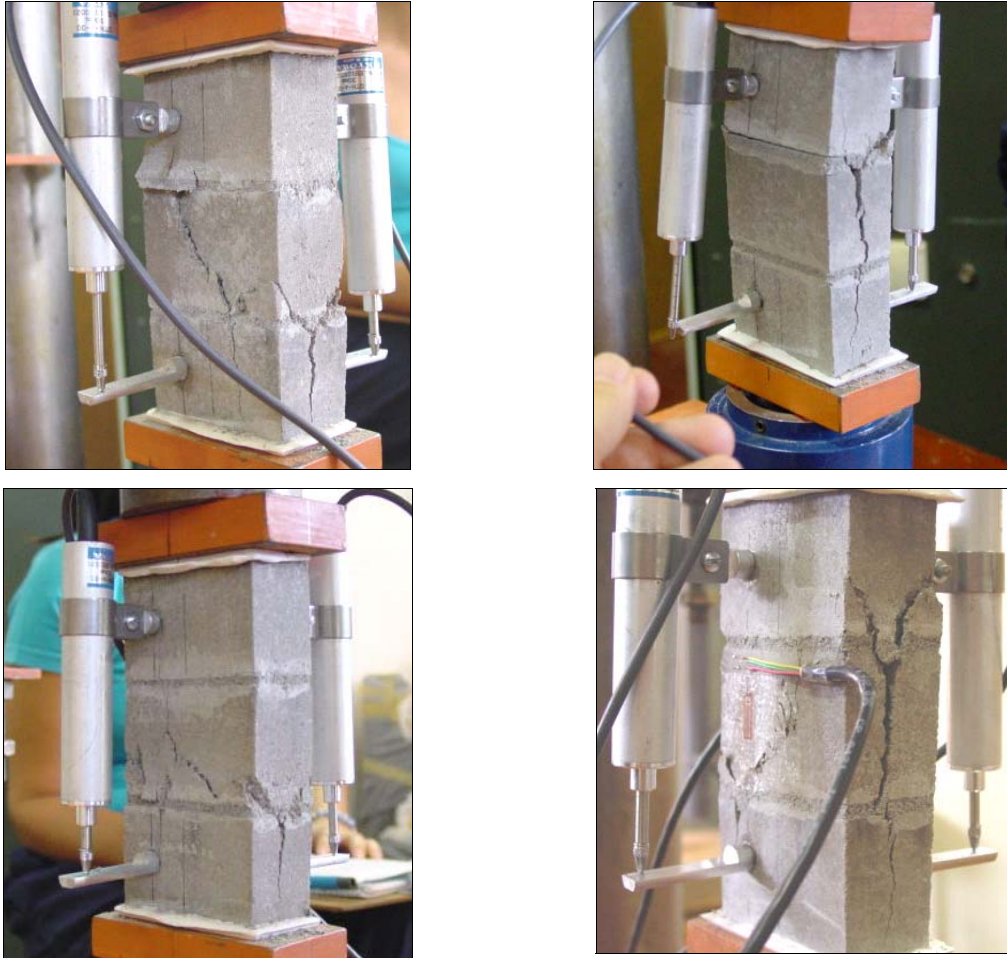


Figura 5.13 – Modo de ruptura dos prismas

5.5 Correlação entre Prismas e Análise dos Resultados

A tabela 5.4 ilustra o resumo dos resultados obtidos após os ensaios dos prismas. A resistência média dos prismas reduzidos (6,03 MPa) ficou próxima a dos prismas em escala real (5,76 MPa), considerando que foram utilizadas as mesmas relações para a argamassa e espessuras de juntas, reduzidas proporcionais à escala real.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos para os Prismas escala real e reduzida

Tipo de Resultados / Escalas	Real	Reduzida	Verificação de semelhança
Resistência (MPa)	5,76	6,03	OK
Coef. Variação	9,4%	13,0%	
Deformação a 2 MPa (relógios) (‰)	0,31	0,36	OK
Deformação a 2 MPa (extensômetros) (‰)	0,22	0,26	OK
Deformação na ruptura (relógios) (‰)	2,04	2,78	NÃO OK
Coef. Variação	22%	11%	
Deformação na ruptura (extensômetros) (‰)	1,16	1,43	OK
Módulo a 2 MPa (relógios)	6640	5946	OK
Módulo a 2 MPa (extensômetros)	9218	7618	OK

** Se OK, as médias não podem ser consideradas diferentes a um nível de significância (α) de 5%. Se NÃO OK, as médias são diferentes a este α .

Todos os parâmetros contidos na tabela 5.4 se correlacionaram efetivamente, e, estatisticamente, não podem ser considerados diferentes a um nível de significância de 5%, exceto a deformação da alvenaria na ruptura (relógios).

Apesar dos valores apresentados para deformação na ruptura (2,04‰) na escala real e (2,78‰) na reduzida diferirem em torno de 30%, o ACI (1979) diz que mesmo assim pode ser considerado um modelo de confiabilidade suficiente e aceitável para alguns propósitos de projeto.

As deformações ocorridas em ambas as escalas podem ser analisadas a seguir pelas curvas tensões \times deformações (figura 5.14) e (figura 5.15). A análise dos gráficos (figura 5.14) e (figura 5.15), permite concluir que o comportamento das deformações médias dos prismas nas duas escalas está relativamente próximo, fato comprovado pelos testes estatísticos.

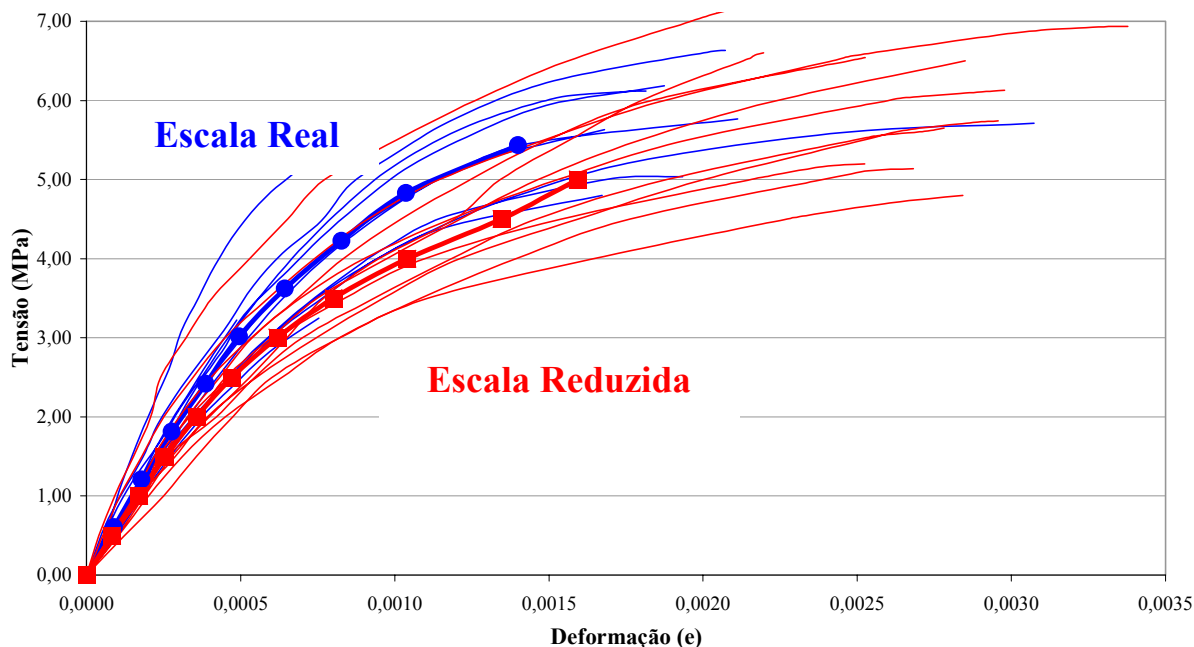


Figura 5.14 – Gráfico Comparativo Tensão \times Deformação da alvenaria (LVDT)

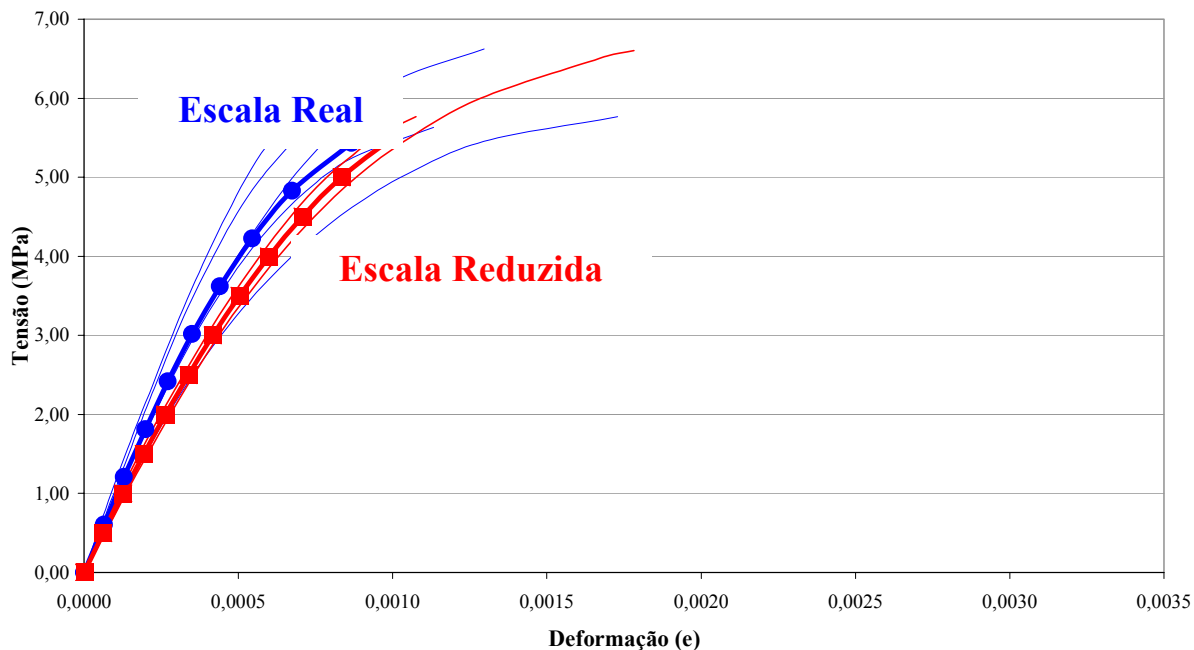


Figura 5.15 – Gráfico Comparativo Tensão \times Deformação das unidades intermediárias (Extensômetro)

As figuras (figura 5.16) e (figura 5.17) mostram os gráficos e valores dos módulos de deformação a 2 MPa.

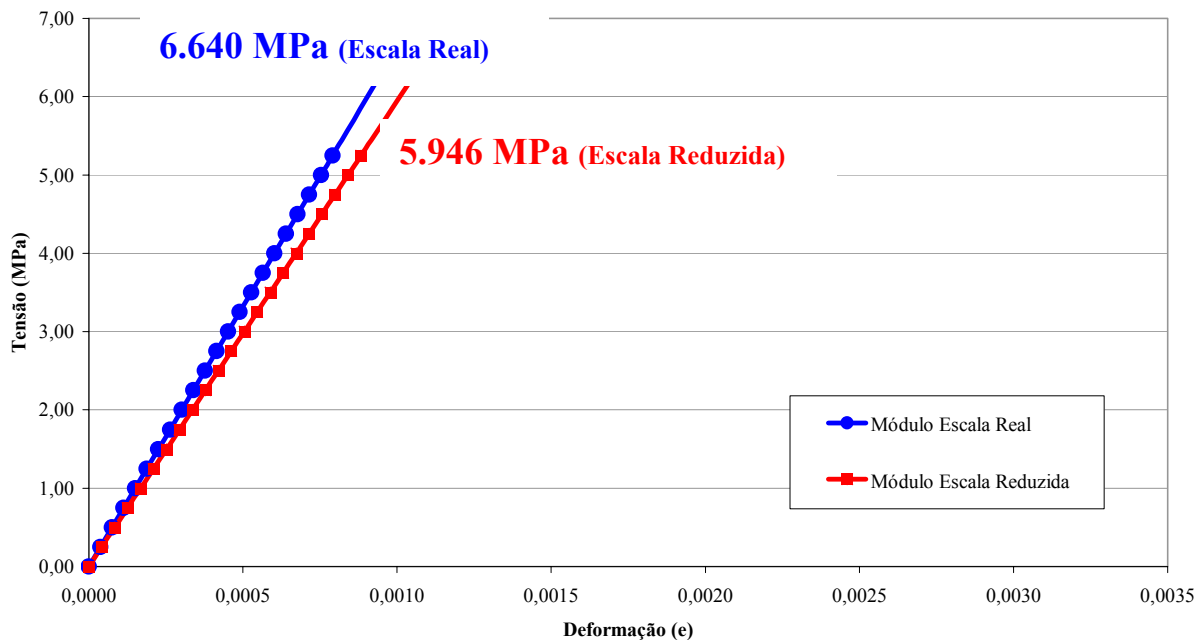


Figura 5.16 – Gráfico Comparativo: Módulos a 2 MPa – alvenaria (Transdutores de Deslocamentos)

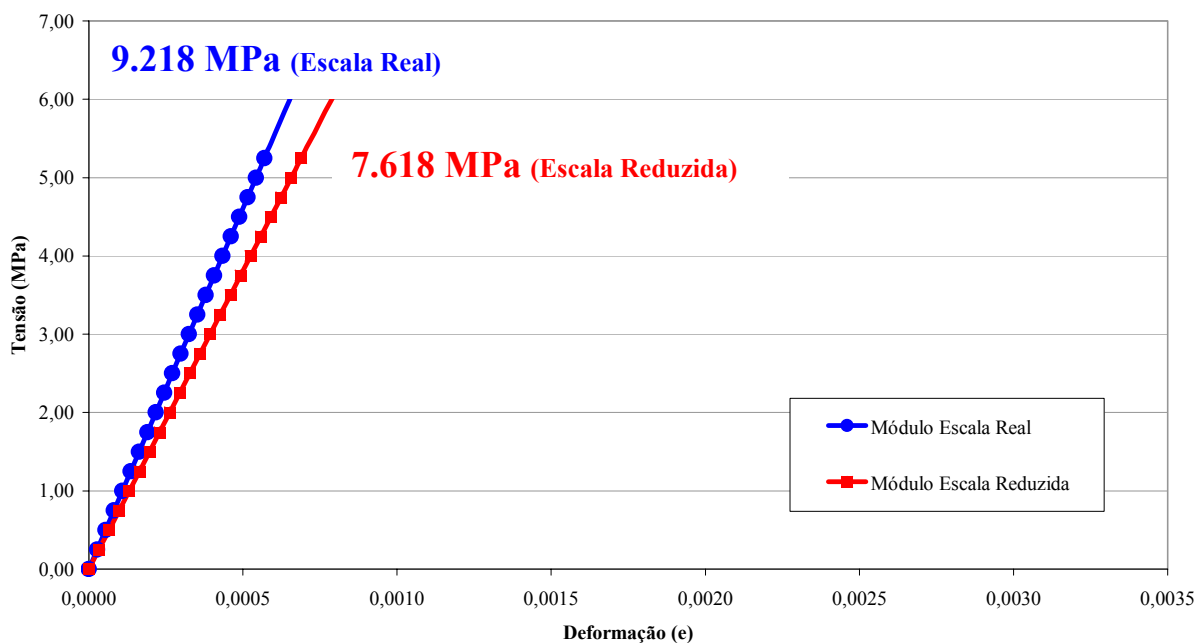


Figura 5.17 – Gráfico Comparativo: Módulos a 2 MPa – unidades intermediárias (Extensômetro)

6 ENSAIOS EM PAREDES

6.1 Generalidades

Ensaio em pequenos corpos-de-prova de alvenaria são freqüentemente tomados como meios econômicos e convenientes de estabelecimento de suas propriedades estruturais (HENDRY, 1998). Esses ensaios incluem resistência à compressão, tração, corte, flexão, e podem ser realizados em corpos-de-prova com apenas algumas unidades, como os prismas, ou em pequenos painéis de alvenaria.

Ensaio de resistência à compressão em paredes com altura de um pé-direito são mais caros, e, desse modo, um estudo feito por EDGELL ET AL. (1990), foi conduzido para estabelecer as relações dos resultados entre ensaios de paredes com altura de um pé-direito e paredes com altura de meio pé-direito.

Uma relação linear foi encontrada entre os dois procedimentos, sendo a resistência nos modelos mais altos, com um pé-direito de altura, igual à 0,875 da resistência na parede com meio pé-direito. Esse último modelo foi batizado como “*wallete*”, o qual pode ser acomodado em algumas prensas hidráulicas de ensaio. Isso o tornou preferível por várias normas internacionais, na obtenção da resistência da alvenaria.

6.2 Escala Real

6.2.1 Montagem das Paredes

Para a realização dos ensaios em paredes, tomou-se como base as preconizações da norma NBR 8949 (ABNT, 1985), com algumas modificações. As figuras (figura 6.1 e figura 6.2) apresentam o esquema utilizado na construção das paredes.

Estudos já comprovaram que, nas paredes, qualquer carregamento excêntrico muda em muito a resistência do conjunto (CAMACHO, 1987). Conseqüentemente, existiu uma grande preocupação na montagem das paredes, e isso exigiu alguns cuidados que asseguraram o cuidadoso nivelamento e prumo das alvenarias.



Figura 6.1 – Escantilhões para auxiliar na construção das paredes



Figura 6.2 – Sequência de montagem das paredes

Convém ressaltar que a argamassa utilizada foi a industrializada, seguindo o traço sugerido pelo fabricante. A execução das juntas horizontais foi feita com a meia cana e as juntas verticais tiveram seu preenchimento executado com a bisnaga. Usou-se também o meio bloco para evitar junta prumo (figura 6.3).

De acordo com a NBR 5712 (ABNT, 1982), as juntas de argamassa devem ter 10 mm de espessura. Conseguiu-se atingir esse valor através do uso de espaçadores de plástico, vendidos comercialmente.



Figura 6.3 – Execução das juntas horizontais e verticais

A NBR 8949 (ABNT, 1985), ainda preconiza que os corpos-de-prova devem ter as dimensões que os tornem representativos da estrutura real, e que sejam minimizadas as influências das variações das características dos materiais e mão-de-obra na resistência das paredes. Não sendo praticável reproduzir as paredes nas suas dimensões reais, é admitido como sendo representativos os corpos-de-prova que tenham dimensões mínimas de (120x260)cm (*largura x altura*).

Nesse ponto é que foi realizada uma modificação nos ensaios em relação ao preconizado pela norma. Segundo EDGELL ET AL. (1990), esses corpos-de-prova se correlacionam, linearmente, e desse modo, a altura foi modificada para 1,00m.

A largura da parede, segundo a norma é de 1,20m, pois a mesma é constituída de três blocos de 40cm de comprimento. No entanto, os blocos utilizados na pesquisa e na

construção dos edifícios apresentam comprimento nominal de 30cm , e assim, as paredes apresentaram largura igual à 90cm .

Para o ensaio, foi necessário colocar o sistema de reação perfeitamente alinhado e a prumo de modo a evitar cargas excêntricas. O capeamento do topo da parede foi feito com gesso, proporcionando o perfeito nivelamento da parede, garantindo não excentricidade no carregamento.

A NBR 8949 (ABNT, 1985) ainda preconiza que os encurtamentos na parede devem ser determinados por meio de, no mínimo, dois deflectômetros instalados nas laterais, cuja sensibilidade deve ser de centésimos de milímetros. Depois da montagem das paredes, iniciaram-se os preparativos para ensaio (figura 6.4).



Figura 6.4 – Esquema para utilização nos ensaios

6.2.2 Instrumentação

Foram colados 2 extensômetros na 3ª fiada nos lados opostos da parede e fixados 2 LVDT's de maneira a medir a deformação do conjunto mediante ensaio à compressão axial, tudo isso registrado pelo sistema de aquisição de dados (figura 6.5).



Figura 6.5 – Extensômetro, relógio, LVDT e sistema de aquisição de dados

Optou-se por medir o deslocamento na direção perpendicular ao plano da parede, para controle de eventuais desaprumos, isso com o auxílio de transdutores de deslocamento (figura 6.6).

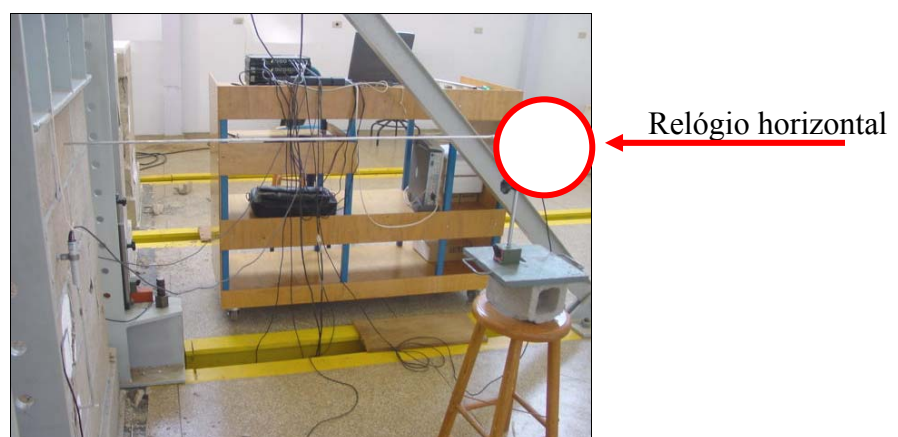


Figura 6.6 – Posicionamento do relógio horizontal

A resistência média das paredes deve ser determinada após o ensaio de no mínimo três corpos-de-prova. Decidiu-se, neste trabalho, ensaiar seis corpos-de-prova, melhorando

assim a confiabilidade dos resultados. Durante a construção de cada parede, foram moldados seis corpos-de-prova da argamassa de assentamento.

6.2.3 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para a determinação de resistência à compressão axial e deformações, foram ensaiados, aos 28 dias de idade, 6 painéis de alvenaria. Os valores médios dos resultados obtidos são mostrados na tabela 6.1. Os dados que geraram esta tabela estão na tabela 13.13 e tabela 13.14 em anexo.

Tabela 6.1 – Média dos resultados obtidos – Paredes – Escala Real

	Carga (kN)	Resistência* σ (MPa)	Deformação a 1,5 MPa		Deformação na Ruptura	
			Relógios (%)	Extensômetros (%)	Relógios (%)	Extensômetros (%)
Média	427,8	3,43	0,35	0,24	2,10	1,50
Desv. Pad.	29,3	0,2	0,07	0,01	0,33	1,03
Coef. Var.	6,8%	6,8%	19,4%	2,6%	15,5%	68,5%

* A Resistência foi calculada em relação a área bruta

Segundo EDGELL ET AL. (1990), a resistência de paredes com altura de um pé-direito, correlaciona-se linearmente a um fator 0,875 da resistência na parede com meio pé-direito. Dessa forma, a provável resistência de uma parede com um pé-direito seria o valor encontrado para a de meio pé-direito (3,43 MPa), multiplicada por 0,875, resultando no valor de 3,00 MPa.

De acordo com RAMALHO e CORRÊA (2003), os valores da eficiência parede-bloco, para paredes executadas com blocos vazados de concreto, não-grauteadas e com argamassas usuais, variam de 0,40 a 0,60. Dessa maneira, os dados obtidos neste trabalho estão dentro desse intervalo, uma vez que a resistência das paredes de altura de um pé-direito seria de 3,00 MPa e a dos blocos foi de 7,01 MPa, resultando em um valor de eficiência igual a 0,43.

Módulo de Deformação

A seguir são mostrados os gráficos de tensão \times deformação da alvenaria (figura 6.7), dos blocos (figura 6.8) e a comparação das curvas das médias entre alvenaria (LVDT's) e blocos (extensômetros) (figura 6.9).

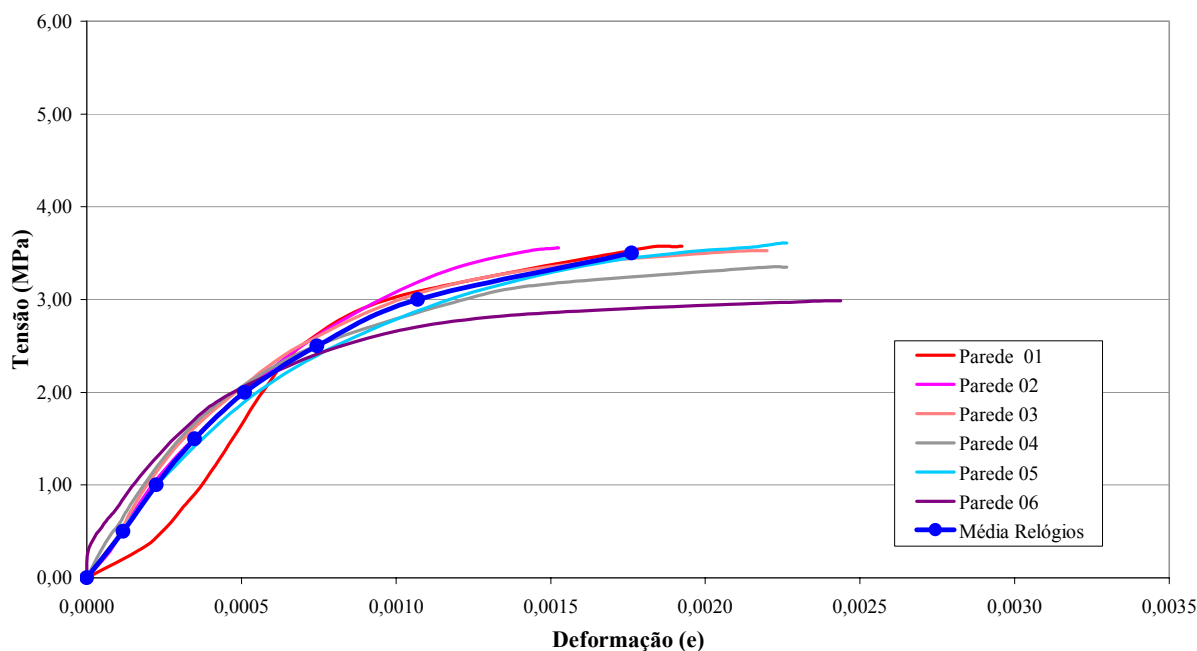


Figura 6.7 – Gráfico Tensão x Deformação – alvenaria – (LVDT)

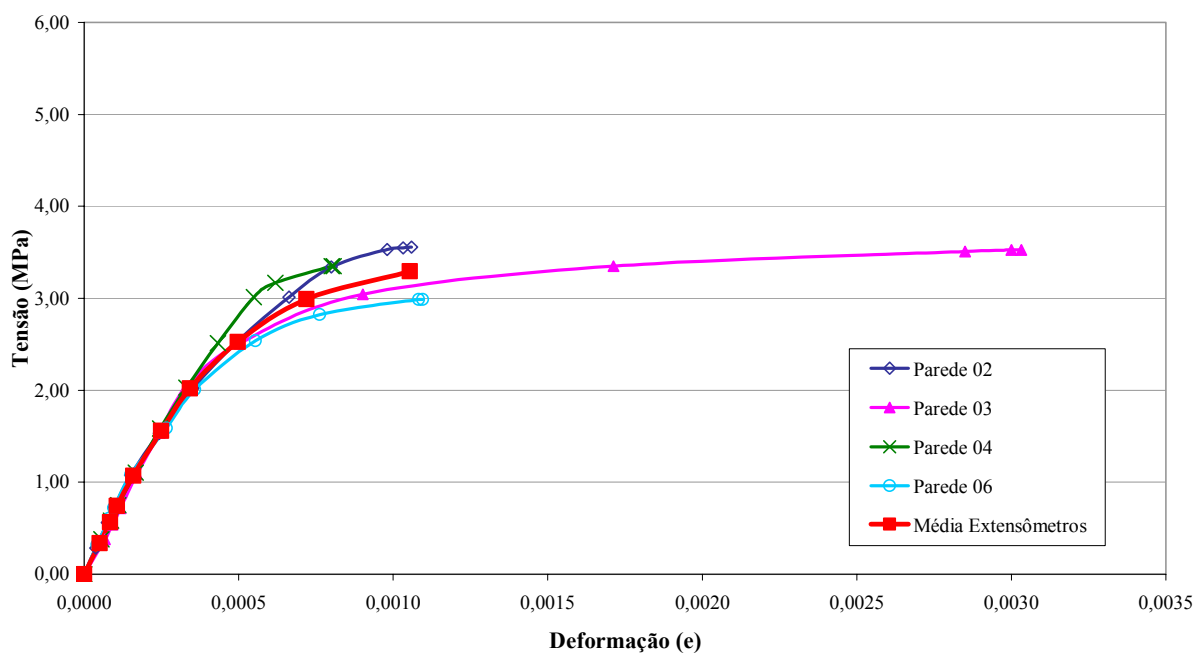


Figura 6.8 – Gráfico Tensão x Deformação – blocos da 3ª fiada – (Extensômetros)

Através da figura 6.9, é possível comparar as médias de deformações obtidas com o uso de relógios comparadores e extensômetros. A partir desta figura é possível visualizar um fato já esperado: as deformações da alvenaria, medidas pelos relógios comparadores, foram um pouco maiores do que as das unidades apontadas pelos extensômetros.

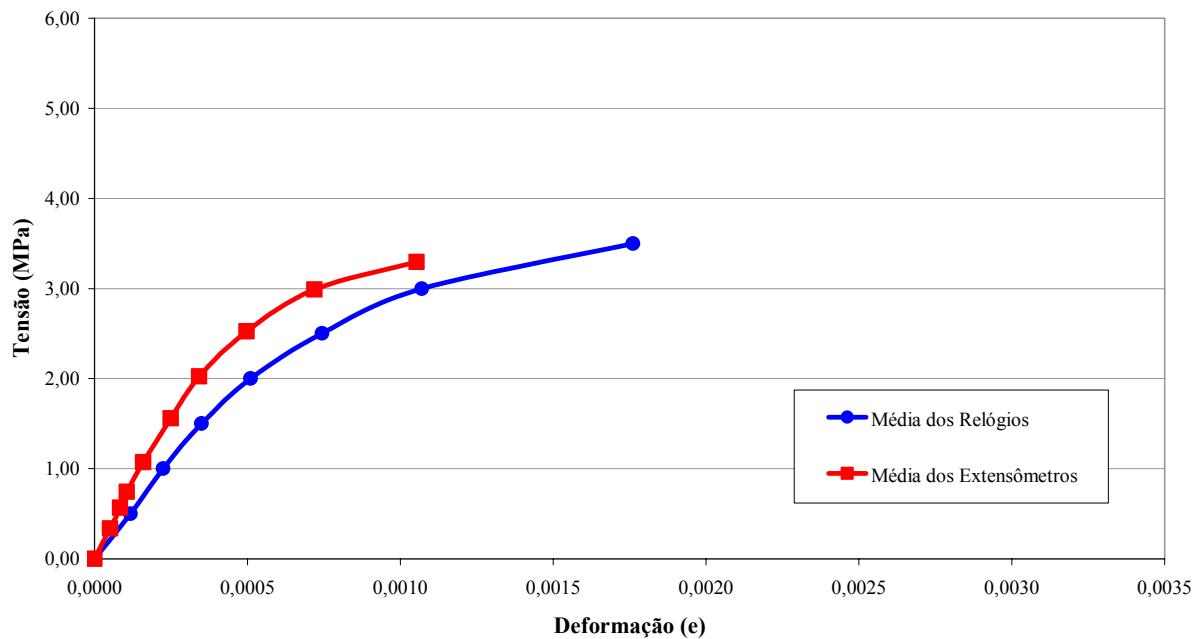


Figura 6.9 – Média Tensão x Deformação, comparando – Extensômetros e LVDT

O gráfico com a curva tensão \times deformação e o módulo de deformação a 1,5 MPa, obtidos por relógios e extensômetros, são importantes parâmetros para verificação da influência da argamassa usada, pois quanto maior a diferença entre eles, maior será a deformação na argamassa. O módulo de deformação a 1,5 MPa foi de 4.413 MPa para a alvenaria (uso de relógios comparadores) e 6.307 MPa para as unidades (uso de extensômetros elétricos).

Modo de Ruptura:

Os modos de ruptura foram semelhantes na maioria das paredes, apresentando, na maioria das vezes, a ruptura do conjunto da alvenaria, isto é, blocos e juntas de argamassa. Em

alguns casos, apareciam primeiramente as fissuras nas juntas de argamassa e em seguida a ruptura dos blocos.



Figura 6.10 – Modo de ruptura das paredes

6.3 Escala Reduzida

6.3.1 Montagem das Paredes na Escala 1:4

As paredes na escala (1:4) foram construídas com três blocos de comprimento e cinco fiadas de altura. As juntas horizontais e verticais foram executadas com as mesmas dimensões ($2,5 \pm 0,75mm$) e procedimentos empregados na fabricação dos prismas.

Todos os corpos-de-prova foram executados com o auxílio de ferramentas e gabaritos apropriados de modo a minimizar os efeitos da mão-de-obra, controlando assim, com maior eficiência, parâmetros como nível, prumo e espessura de juntas. As etapas de montagem podem ser observadas na figura 6.11.



Figura 6.11 – Montagem das paredes

Após a montagem das paredes, estas foram cobertas por sacos plásticos e mantidas a um ambiente úmido para curá-las por 14 dias. Após a cura, foi realizado o capeamento, utilizando-se gesso, seguindo-se os mesmos procedimentos descritos no item 3.2.3, tomando-se o cuidado de manter o nivelamento de toda face do capeamento.

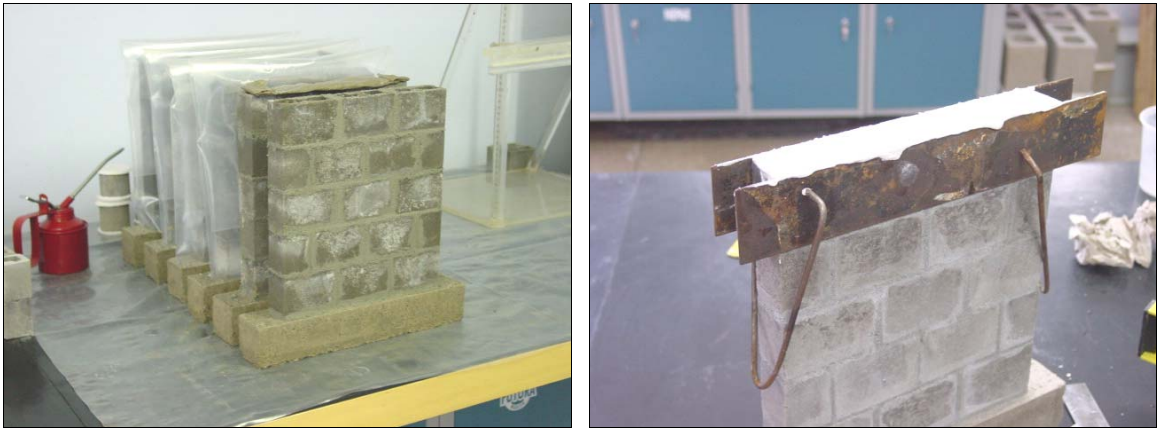


Figura 6.12 – Cura e capeamento das paredes em escala 1:4

6.3.2 Instrumentação

Vinte e oito dias após a montagem, as paredes foram ensaiadas à compressão axial, sendo medidas as deformações na alvenaria através dos transdutores LVDT, os mesmos medidores de deformações utilizados nos prismas. Estes foram locados de modo semelhante à escala real, em faces opostas das paredes, sendo fixados pelos mesmos gabaritos utilizados nos prismas, nos blocos correspondentes às 2ª e 4ª fiadas das paredes. Mediram-se as deformações nos blocos através de extensômetros elétricos colados nos blocos de fiada mediana (3ª fiada) e em pontos opostos nas duas faces das paredes, conforme observado na figura 6.13.

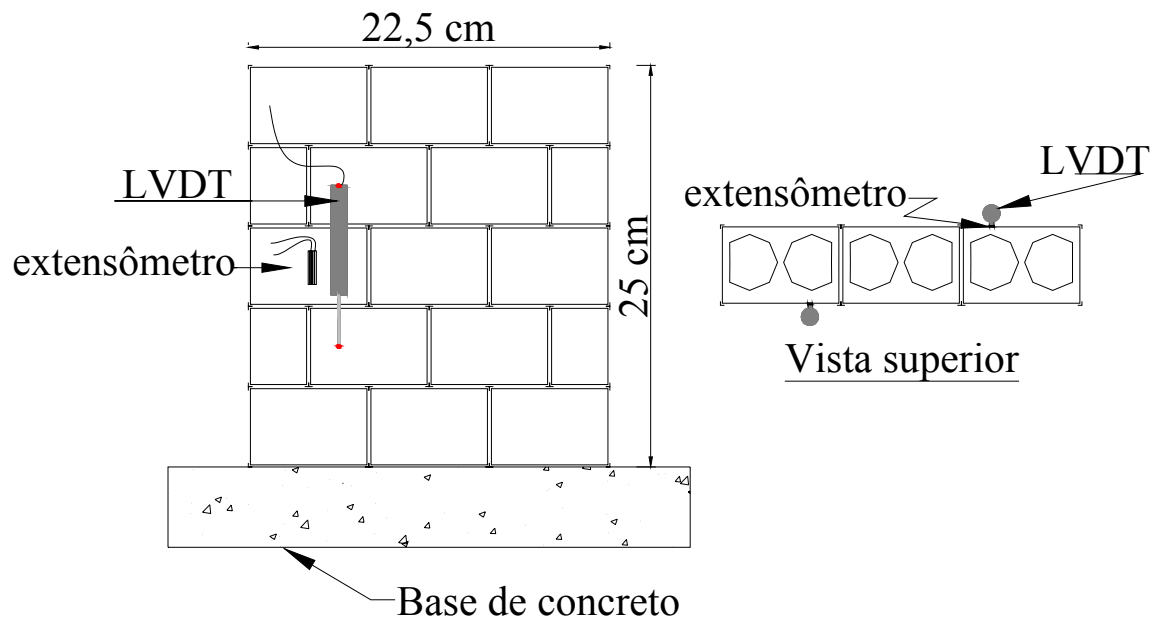


Figura 6.13 – Esquema de posicionamento dos instrumentos de leitura

Para a realização do ensaio, foi utilizada uma chapa metálica para a uniformização do carregamento na parede, assentada entre o capeamento de gesso e a célula de carga. A introdução do carregamento foi feita a $0,10\text{ kN/s}$, igual ao realizado nos ensaios de blocos e prismas. Além dos extensômetros e dos LVDT, foram posicionados relógios comparadores nas faces laterais das paredes para medir o deslocamento lateral.



Figura 6.14 – (a) -Posicionamento de LVDT, relógios e extensômetros e
(b) - Esquema de ensaio e sistema de aquisição de dados

6.3.3 Resultados Obtidos

Resistência à compressão

Para determinação de resistência à compressão axial e deformações, foram ensaiados, aos 28 dias de idade, 6 painéis de alvenaria na escala 1:4. Os valores médios dos resultados obtidos são mostrados na tabela 6.2. Os dados que geraram esta tabela estão na tabela 13.15 e tabela 13.16 em anexo.

Tabela 6.2 – Média dos resultados obtidos – Paredes – Escala Reduzida

	Carga (kN)	Resistência* σ (MPa)	Deformação a 1,5 Mpa		Deformação na Ruptura	
			Relógios (‰)	Extensômetros (‰)	Relógios (‰)	Extensômetros (‰)
Média	37,0	4,87	0,28	0,26	1,80	1,32
Desv. Pad.	1,8	0,2	0,10	0,02	0,55	0,54
Coef. Var.	4,9%	4,9%	37,7%	8,9%	30,4%	40,8%

* A Resistência foi calculada em relação a área bruta

Segundo EDGELL ET AL. (1990), a provável resistência de uma parede com altura de um pé-direito, seria o valor encontrado para a de meio pé-direito (4,87 MPa), multiplicada por 0,875, resultando no valor de 4,26 MPa.

Dessa maneira, sabendo-se que a provável resistência das paredes de altura de um pé-direito seria de 4,26 MPa, e que a dos blocos foi de 7,51 MPa, resultou em um valor de eficiência igual a 0,57. Valor este que se encontra dentro do intervalo de 0,40 a 0,60 descrito por RAMALHO e CORRÊA (2003).

Módulo de Deformação

A seguir são apresentados os gráficos da média de tensão \times deformação da alvenaria (figura 6.15), dos blocos (figura 6.16) e um gráfico comparativo da média obtida entre alvenaria e blocos (figura 6.17).

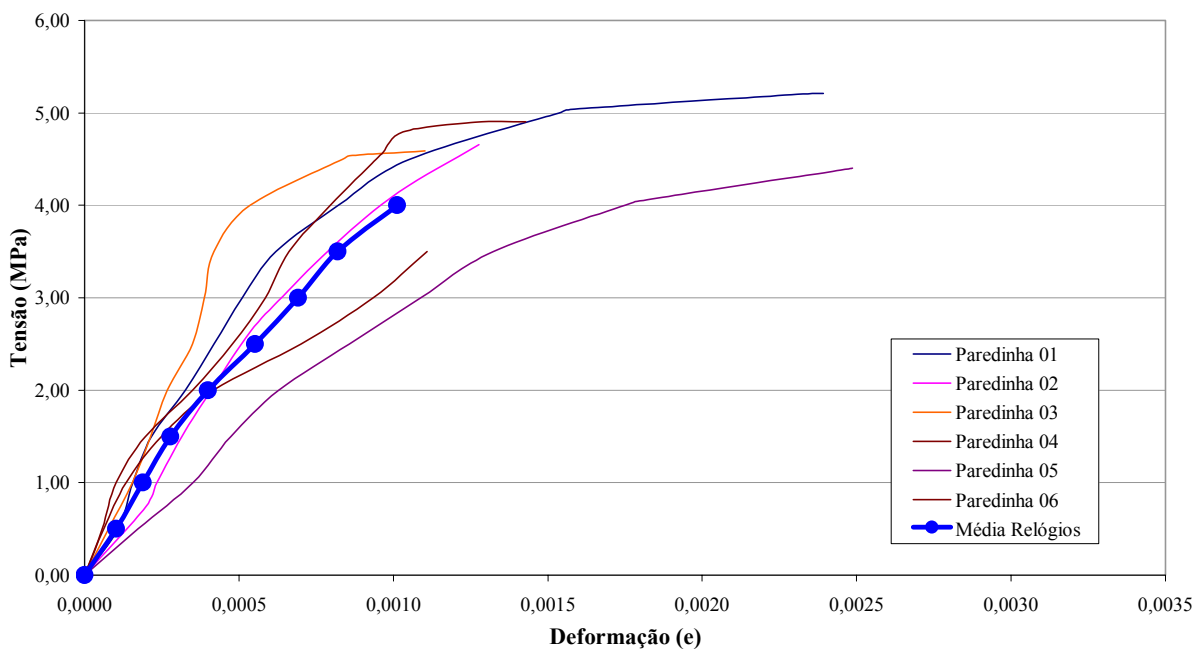


Figura 6.15 – Gráfico Tensão x Deformação da alvenaria nas paredes (LVDT)

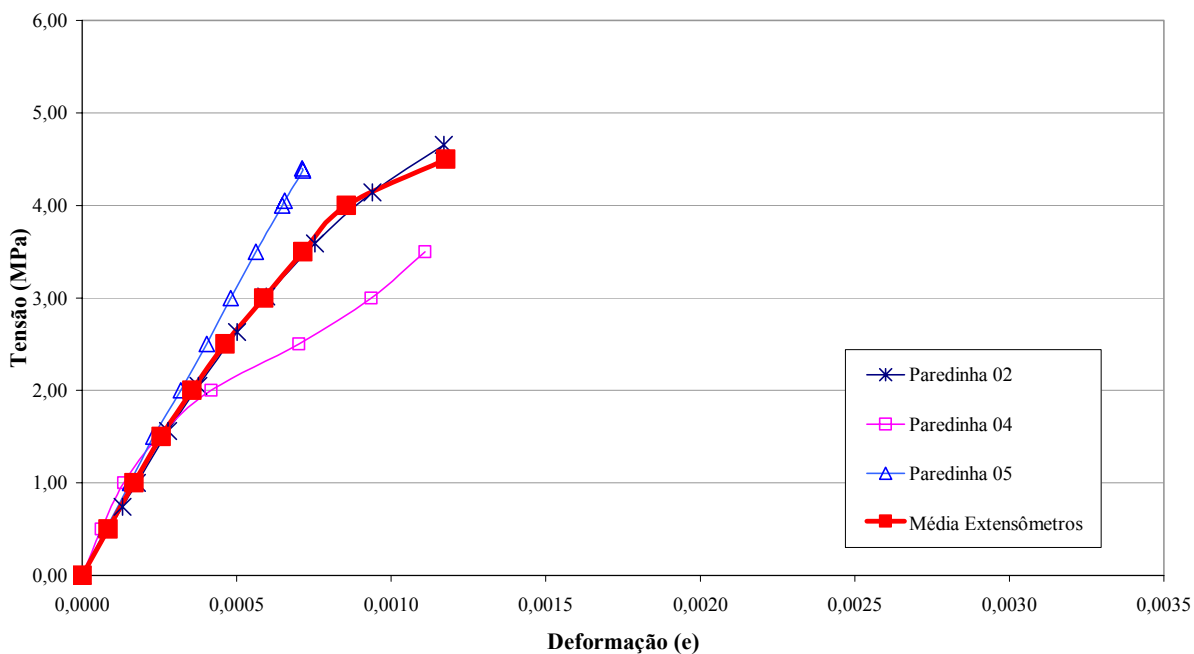


Figura 6.16 – Gráfico Tensão x Deformação dos blocos nas paredes (Extensômetro)

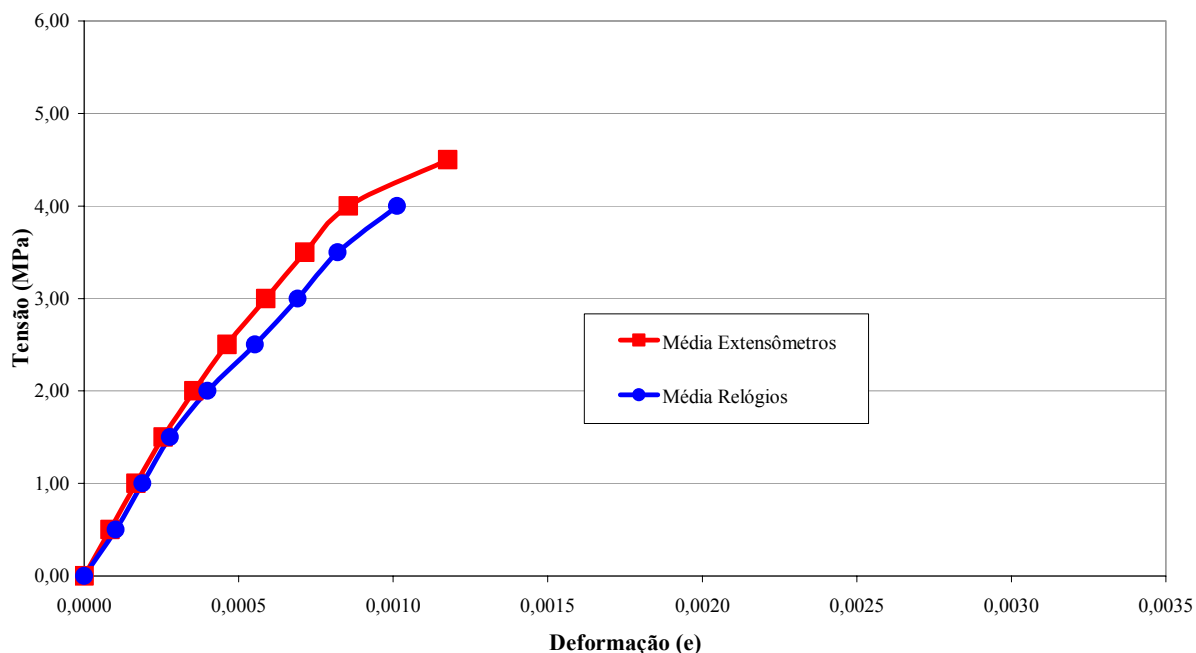


Figura 6.17 – Gráfico comparativo Extensômetros e LVDT's

A partir do gráfico da figura 6.17, é possível observar que o comportamento das curvas tensões \times deformações da alvenaria (LVDT) e dos blocos (extensômetros) apresentaram um mesmo caminhamento, o que demonstra uma deformação similar entre blocos e alvenaria. Esse comportamento indicou que as juntas de argamassa foram bastante rígidas, em relação aos ensaios de prismas, e deformaram-se na mesma ordem de grandeza dos blocos, fato demonstrado pelas formas de ruptura (figura 6.18).

O módulo de deformação a 1,5 MPa foi de 5.923 MPa para a alvenaria (LVDT's), e 5.885MPa para as unidades (extensômetros). Isso mostra que, para a tensão de 1,5 MPa, as juntas de argamassa estavam um pouco mais rígidas que os blocos. Pelo gráfico da figura 6.17, é possível observar que para baixos valores de tensões, as deformações da alvenaria foram semelhantes às dos blocos; porém, com o acréscimo de tensões, as deformações tenderam a se distanciar, evidenciando a deformação ocorrida nas juntas de argamassa.

Modo de Ruptura:

O modo de ruptura apresentado foi semelhante em todas as paredes ensaiadas, sempre ocorreu a ruptura do conjunto, indicando que a argamassa trabalhou em conjunto com a alvenaria.



Figura 6.18 – Modo de ruptura das paredes

6.4 Correlação entre Paredes e Análise dos Resultados

A tabela 6.3 ilustra um resumo dos resultados obtidos após os ensaios das paredes em ambas as escalas.

Tabela 6.3 – Resultados obtidos para as Paredes escala real e reduzida

Tipo de Resultados / Escalas	Real	Reduzida	Verificação de Semelhança
Resistência (MPa)	3,43	4,87	NÃO OK
Coef. Variação	6,8%	4,9%	
Deformação a 1,5 MPa (relógios) (‰)	0,35	0,28	OK
Deformação a 1,5 MPa (extensômetros) (‰)	0,24	0,26	OK
Deformação na ruptura (relógios) (‰)	2,10	1,80	OK
Deformação na ruptura (extensômetros) (‰)	1,50	1,32	OK
Módulo a 1,5 Mpa (relógios)	4413	5923	OK
Módulo a 1,5 Mpa (extensômetros)	6307	5885	OK

** Se OK, as médias não podem ser consideradas diferentes em um nível de significância (α) de 5%. Se NÃO OK, as médias são diferentes a este α

Todos os parâmetros contidos na tabela 5.4 se correlacionaram efetivamente, e, estatisticamente, não podem ser considerados diferentes em um nível de significância de 5%, exceto a resistência à compressão. A resistência das paredes na escala reduzida (4,87 MPa) foi muito superior à da escala real (3,43 MPa), e uma possível explicação para essa divergência de valores foi a cura diferenciada entre as escalas.

As paredes da escala real foram montadas e ensaiadas anteriormente à escala reduzida, e por isso não houve a cura dessas paredes. Mais tarde, quando foram montados e ensaiados os primeiros prismas e paredes na escala 1:4, observou-se a necessidade da cura. Isso porque quando foram repetidos os procedimentos semelhantes aos da escala real, as juntas de argamassa ficaram frágeis e qualquer movimentação nos blocos durante o capeamento ou mesmo a colocação da instrumentação já era suficiente para o rompimento dessa junta de ligação com os blocos. Sendo assim, as paredes da escala reduzida foram curadas

cobertas por sacos plásticos e mantidas em ambiente úmido, e, provavelmente, por esse motivo apresentaram maiores valores de resistência.

Posteriormente, com o objetivo de avaliar a influência do tipo de cura em corpos-de-prova de alvenaria de blocos de concreto, foi desenvolvido um estudo complementar (ANEXOII) em que foram realizados alguns ensaios em prismas da escala real e reduzida para analisar:

- a influência da cura na resistência à compressão da alvenaria e
- a aderência entre blocos e argamassa

Nesses ensaios foram analisadas três tipos de cura diferenciadas, a saber:

- 🚦 cura com exposição a intempéries (condição ambiente)
- 🚦 cura em laboratório (com presença de umidade)
- 🚦 cura em câmara úmida

Para cada tipo de análise, foram montados seis corpos-de-prova. Os resultados indicaram que a cura em laboratório (com presença de umidade) e a cura em câmara úmida são semelhantes, e ambas diferem significativamente da cura com exposição a intempéries. As formas de ruptura e os resultados mostraram que quando a cura é realizada, existe um acréscimo de resistência nos prismas e também na aderência entre as unidades e argamassa.

Através desses resultados, pode-se dizer que foi confirmada a hipótese da influência da cura nas juntas de argamassa. Os gráficos comparativos são mostrados no ANEXOII.

A análise dos gráficos das curvas tensão x deformação (figura 6.19) e (figura 6.20) permite concluir que o comportamento das deformações médias das paredes nas duas escalas está relativamente próximo, fato comprovado pelos testes estatísticos (teste “t de student”).

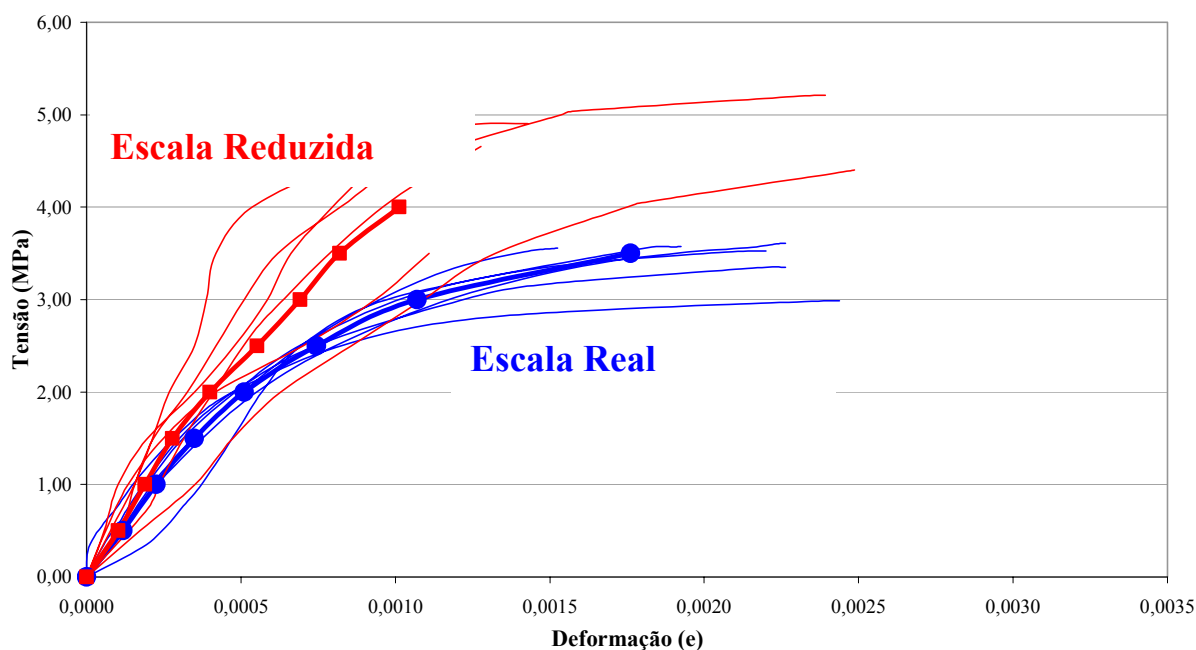


Figura 6.19 – Gráfico Tensão x Deformação da Alvenaria nas Paredes (LVDT)

A curva tensão x deformação obtida pelo uso de LVDT's (figura 6.19), apresentou um comportamento similar de deformação até a tensão de aproximadamente 50% da ruptura da escala real = 1,70 MPa. Para tensões superiores a esse valor, as paredes da escala real apresentaram uma significativa diminuição de rigidez em relação à escala reduzida. Essa perda de rigidez poderia ser evitada se a parede da escala real fosse curada. Porém, não é usual em obras de alvenaria fazer a cura das paredes, uma vez que esse fato é inviável economicamente.

Dessa forma, fica como proposta para futuras investigações em escala reduzida uma adequação e ajuste da argamassa a ser utilizada nos modelos. Essa argamassa deve apresentar: uma boa retenção de água, boa trabalhabilidade e aderência. A argamassa industrializada, utilizada neste trabalho, apresentou uma boa trabalhabilidade, entretanto, foi perceptível a deficiência da aderência com as unidades da escala reduzida quando a mesma não foi curada.

Segundo PRUDÊNCIO JÚNIOR ET AL (2002), existe uma clara evidência de que as areias grossas aumentam a resistência à compressão da argamassa, enquanto as finas

reduzem, mas aumentam a aderência, sendo por isso preferíveis. No presente trabalho, as partículas de areias e materiais inertes que compunham a argamassa industrializada eram, visivelmente, grandes quando se assentavam blocos na escala reduzida. Talvez este fato tenha contribuído para a deficiência na aderência quando não eram curadas.

Mesmo apresentando valores muito distintos de resistências à compressão, a curva média tensão \times deformação dos blocos instrumentados (figura 6.20) mostra um comportamento similar para tensões inferiores a 2,5 MPa. Já para tensões mais elevadas, os blocos instrumentados das paredes da escala real apresentaram uma rigidez menor.

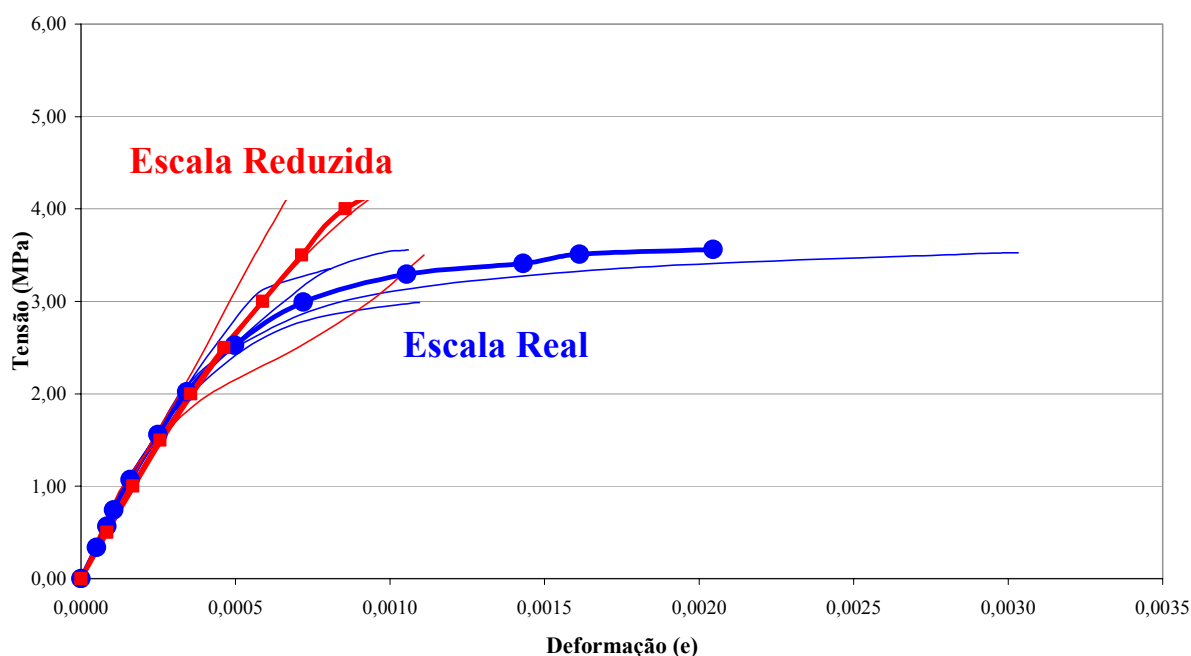


Figura 6.20 – Gráfico Tensão \times Deformação dos Blocos nas Paredes (Extensômetros)

Analisando-se os gráficos dos módulos de deformação a 1,5 MPa mostrados a seguir, observa-se que o comportamento dos blocos e da alvenaria manteve-se próximo nas duas escalas e as inclinações foram semelhantes.

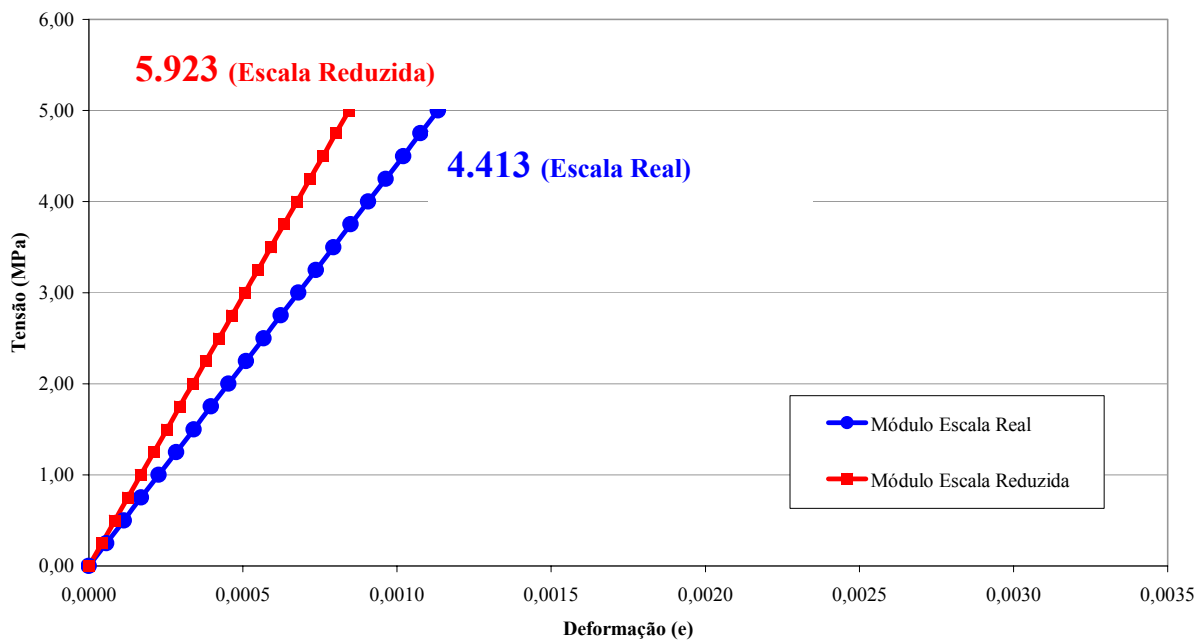


Figura 6.21 – Gráfico Módulo a 1,5 MPa da Alvenaria nas Paredes (LVDT)

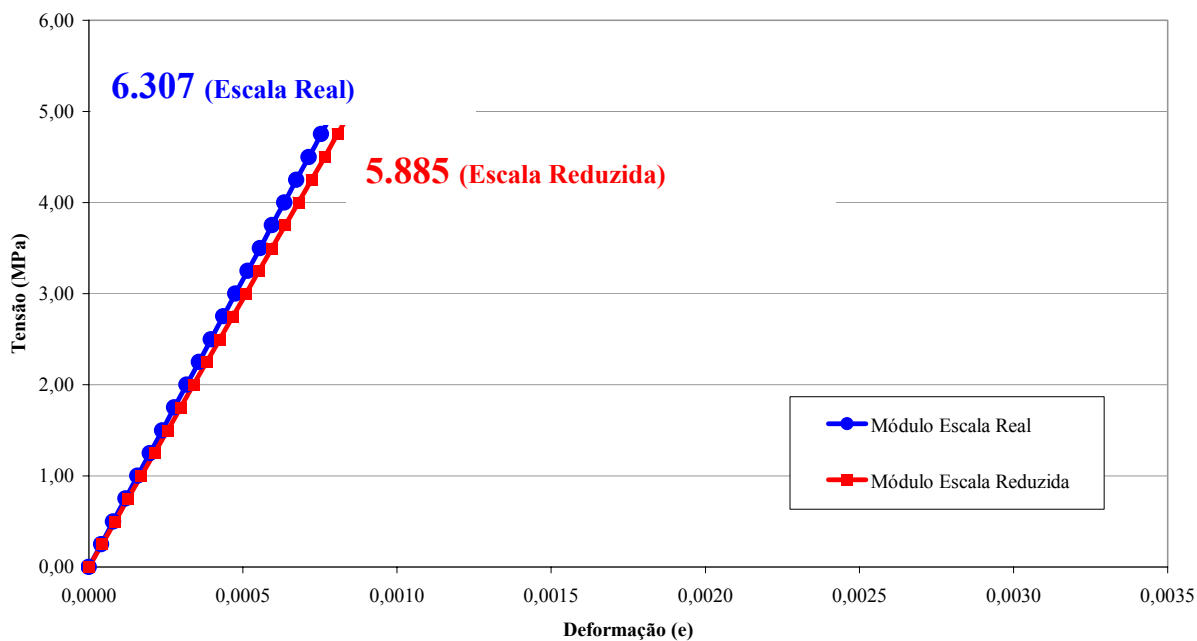


Figura 6.22 – Gráfico Módulo a 1,5 MPa dos Blocos nas Paredes (Extensômetros)

7 CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

Neste capítulo será mostrado um resumo geral dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização da alvenaria através dos ensaios de blocos, prismas e paredes em ambas as escalas.

7.1 Escala Real

Este item é composto pela apresentação de um resumo dos resultados fornecidos pelos ensaios na escala real, seguidos de uma avaliação feita através da eficiência, e, posteriormente, é mostrado um gráfico comparativo entre os elementos ensaiados. A tabela 7.1 a seguir apresenta esse resumo.

Tabela 7.1 – Resistência, deformação, módulo e coeficiente de variação

ESCALA REAL				
Tipo de Resultados / Escalas	Blocos	Prismas	Paredes	Argamassa
Resistência (MPa)	7,01	5,76	3,43	6,00
Coef. Variação	14,4%	9,4%	6,8%	5,9%
Deformação a 2,5 MPa (relógios) (‰)	0,35	0,31	0,35	-----
Coef. Variação	20,6%	17,3%	19,4%	-----
Deformação a 2,5 MPa (extensômetros) (‰)	0,28	0,22	0,24	-----
Coef. Variação	14,7%	15,9%	2,6%	-----
Deformação na ruptura (relógios) (‰)	1,69	2,04	2,10	-----
Coef. Variação	44,7%	21,9%	15,5%	-----
Deformação na ruptura (extensômetros) (‰)	1,97	1,16	1,50	-----
Coef. Variação	19,4%	34,3%	68,5%	-----
Módulo a X** Mpa (relógios)	7941	6640	4413	-----
Coef. Variação	25,4%	20,7%	17,0%	-----
Módulo a X** Mpa (extensômetros)	9034	9218	6307	6500
Coef. Variação	14,7%	27,3%	28,3%	15,1%

Obs.: Todos os parâmetros são médias

** O valor de X é referente a aproximadamente 40% da carga de ruptura em cada corpo-de-prova ensaiado

A tabela 7.2 mostra os valores de eficiência encontrados nos ensaios em escala real. A eficiência dos prismas foi de 82% e das paredes foi de 43%, valores estes que se encontram dentro do intervalo usual para alvenaria de blocos de concreto, citado por RAMALHO e CORRÊA (2003).

$$\text{Eficiência} = \frac{f_{prisma}}{f_{bloco}} \cdot \frac{f_{parede}}{f_{bloco}} \cdot \frac{f_{parede}}{f_{prisma}}$$

Tabela 7.2 – Eficiência de prismas e paredes

Relação entre Resistência de	Eficiência	Valores fornecidos pela Literatura
Prisma/Bloco	0,82	0,50 < e < 0,90
Parede*/Bloco	0,43	0,40 < e < 0,60
Parede*/Prisma	0,52	≈ 0,70

* A resistência da parede foi multiplicada por 0,875, segundo EDGELL et al (1990)

Neste momento vale informar que a relação Parede/Prisma = 0,52, foi um valor baixo quando comparado com o obtido pela escala reduzida. Este fato deve-se possivelmente ao comportamento da argamassa nas juntas horizontais das paredes, uma vez que a mesma apresentou um esfarelamento precoce a ruptura das unidades, fazendo com que a relação Parede/Prisma tivesse um valor abaixo do esperado.

Na figura 7.1, é apresentado o gráfico tensões x deformações dos blocos, prismas e paredes obtidos através da aquisição de dados com uso de relógios comparadores. Na figura 7.3, é mostrado o gráfico das tensões x deformações quando os blocos dos elementos foram instrumentados com extensômetros.

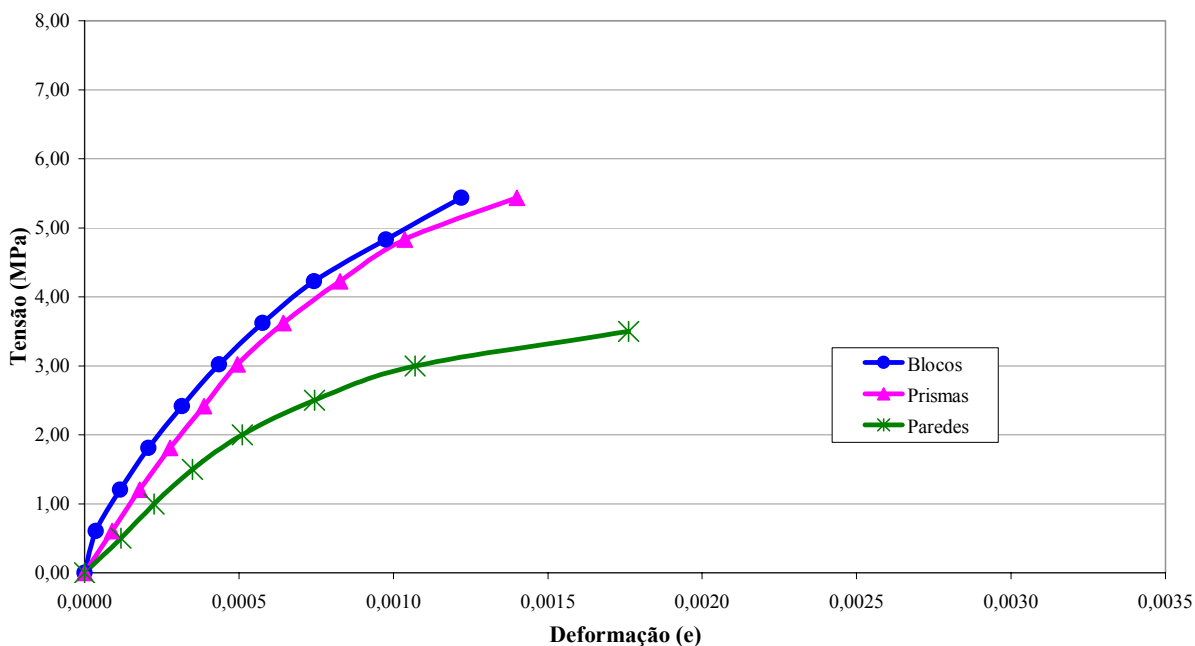


Figura 7.1 – Média Tensão x Deformação de blocos, prismas e paredes (Relógios e LVDTs)

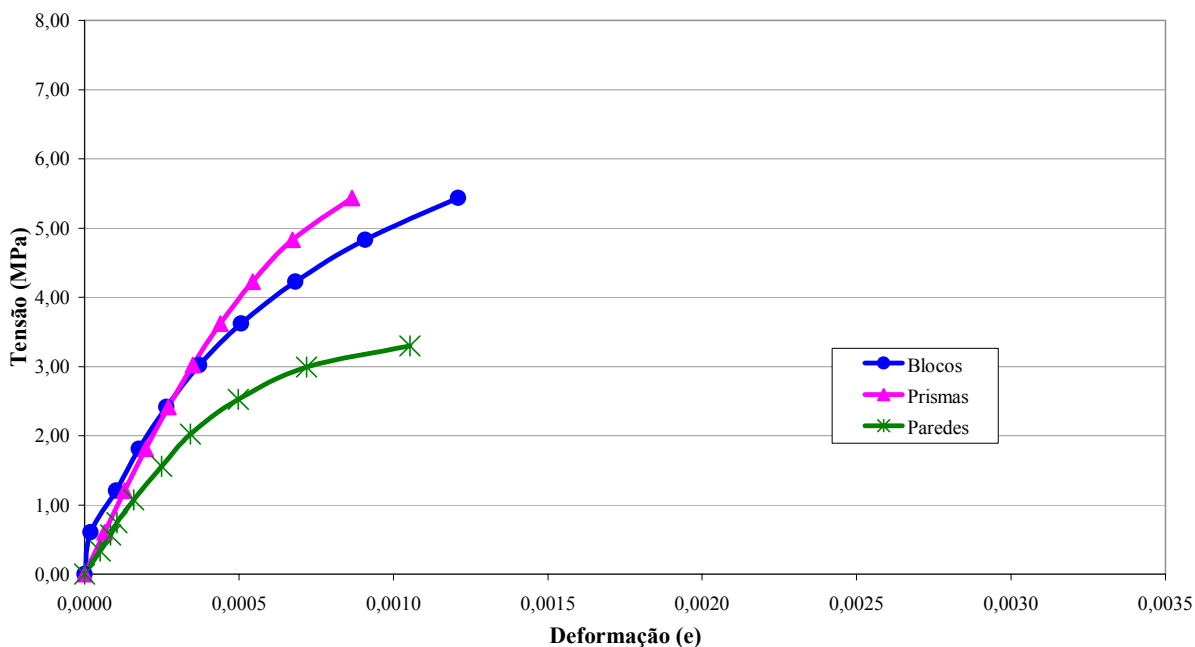


Figura 7.2 – Média Tensão x Deformação de blocos, prismas e paredes (Extensômetros)

7.2 Escala Reduzida

Neste item, será apresentado um resumo dos resultados obtidos através dos ensaios na escala reduzida, e também a correlação entre esses valores avaliados pelo fator de eficiência. A seguir é apresentado um resumo dos ensaios realizados na escala reduzida (tabela 7.3).

Tabela 7.3 – Resistência, deformação, módulo e coeficiente de variação

ESCALA REDUZIDA				
Tipo de Resultados / Escalas	Blocos	Prismas	Paredes	Argamassa
Resistência (MPa)	7,51	6,03	4,87	6,00
Coef. Variação	8,3%	13,0%	4,9%	5,9%
Deformação a 2,5 MPa (relógios) (‰)	---	0,36	0,28	-----
Coef. Variação	---	23,1%	37,7%	-----
Deformação a 2,5 MPa (extensômetros) (‰)	0,34	0,26	0,26	-----
Coef. Variação	31,7%	8,4%	8,9%	-----
Deformação na ruptura (relógios) (‰)	---	2,78	1,80	-----
Coef. Variação	---	10,9%	30,4%	-----
Deformação na ruptura (extensômetros) (‰)	2,38	1,43	1,32	-----
Coef. Variação	21,4%	34,9%	40,8%	-----
Módulo a X Mpa (relógios)	---	5946	5923	-----
Coef. Variação	---	15,1%	2,6%	-----
Módulo a X Mpa (extensômetros)	8540	7618	5885	6500
Coef. Variação	34,6%	8,4%	9,3%	15,1%

Obs. : Todos os parâmetros são médias

** O valor de X é referente a aproximadamente 40% da carga de ruptura em cada corpo-de-prova ensaiado

A tabela 7.4 mostra os valores de eficiência encontrados nos ensaios em escala real. A eficiência dos prismas foi de 80% e das paredes foi de 57%, valores estes que se encontram dentro do intervalo usual para alvenaria de blocos de concreto, citado por RAMALHO e CORRÊA (2003).

$$\text{Eficiência} = \frac{f_{prisma}}{f_{bloco}} \cdot \frac{f_{parede}}{f_{bloco}} \cdot \frac{f_{parede}}{f_{prisma}}$$

Tabela 7.4 – Eficiência de prismas e paredes

Relação entre Resistência de	Eficiência	Valores fornecidos pela Literatura
Prisma/Bloco	0,80	0,50 < e < 0,90
Parede*/Bloco	0,57	0,40 < e < 0,60
Parede*/Prisma	0,71	≈ 0,70

* A resistência da parede foi multiplicada por 0,875, segundo EDGELL et al (1990)

As figuras a seguir ilustram o comportamento estrutural de cada tipo de elemento ensaiado, através dos gráficos das médias tensões x deformações.

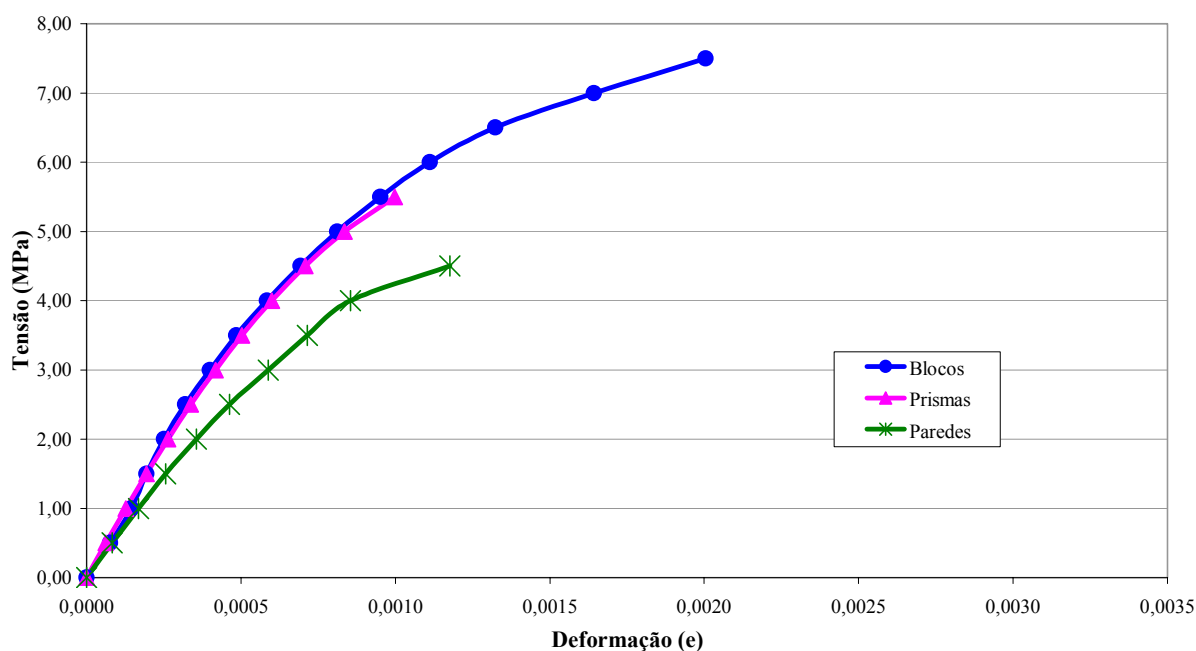


Figura 7.3 – Gráfico da média Tensão x Deformação dos blocos, prismas e paredes (Extensômetros)

7.3 Resumo Geral

A tabela a seguir mostra o resumo geral dos resultados obtidos pelos ensaios de caracterização da alvenaria em ambas as escalas. Todos os parâmetros de avaliação se correlacionaram e não podem ser considerados diferentes a um nível de significância de 5%, exceto, os valores em azuis de: no prisma - deformação na ruptura da alvenaria (relógio), e na parede – resistência à compressão.

Tabela 7.5 – Resumo dos resultados obtidos

Elementos Tipo de Resultados / Escalas	Blocos		Prismas		Paredes	
	Real	Reduzida	Real	Reduzida	Real	Reduzida
Resistência (MPa)	7,01	7,51	5,76	6,03	3,43	4,87
Coef. Variação	14,4%	8,3%	9,4%	13,0%	6,8%	4,9%
Deformação a 2,5 MPa (relógios) (‰)	0,35	---	0,31	0,36	0,35	0,28
Coef. Variação	20,6%	---	17,3%	23,1%	19,4%	37,7%
Deformação a 2,5 MPa (extensômetros) (‰)	0,28	0,34	0,22	0,26	0,24	0,26
Coef. Variação	14,7%	31,7%	15,9%	8,4%	2,6%	8,9%
Deformação na ruptura (relógios) (‰)	1,69	---	2,04	2,78	2,10	1,80
Coef. Variação	44,7%	---	21,9%	10,9%	15,5%	30,4%
Deformação na ruptura (extensômetros) (‰)	1,97	2,38	1,16	1,43	1,50	1,32
Coef. Variação	19,4%	21,4%	34,3%	34,9%	68,5%	40,8%
Módulo a X Mpa (relógios)	7941	---	6640	5946	4413	5923
Coef. Variação	25,4%	---	20,7%	15,1%	17,0%	2,6%
Módulo a X Mpa (extensômetros)	9034	8540	9218	7618	6307	5885
Coef. Variação	14,7%	34,6%	27,3%	8,4%	28,3%	9,3%

Embasado nos testes estatísticos empregados, não se pode descartar a hipótese de que a alvenaria na escala real está bem representada pelos modelos físicos reduzidos. Se não fossem as incompatibilidades provocadas pela argamassa de assentamento, poder-se-ia dizer que foram confirmadas as correlações de resistência e deformação entre protótipo e modelo, tornando possível trabalhar de forma direta com modelos físicos reduzidos para o estudo de alvenaria de blocos de concreto.

8 ENSAIOS EM PAREDES H

Este capítulo descreve a montagem, instrumentação e os resultados obtidos nos ensaios das paredes H, deixando a análise dos resultados para o fechamento do trabalho, no capítulo X.

8.1 Descrição dos Ensaio em Paredes H

A finalidade do ensaio é a investigação do comportamento estrutural de pequenos painéis de alvenaria em formato de H e a determinação da resistência ao cisalhamento vertical da alvenaria com amarração direta. Para tanto, foram construídos dois tipos de paredes (PH1 e PH2), e para cada tipo, foram feitas três unidades.

A primeira forma de construção, chamada de parede PH1 (figura 8.1 (a)), a parede central não é apoiada em sua base, e com isso todo o carregamento deve ser transferido para os flanges.

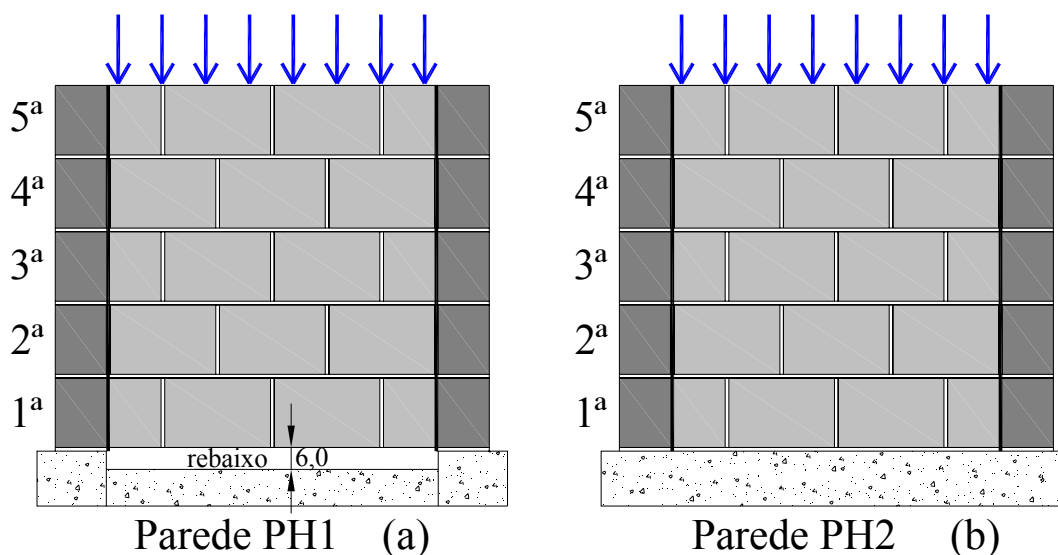


Figura 8.1 – Tipos de paredes a serem ensaiadas

A segunda forma de construção, chamada de parede PH2 (figura 8.1 (b)), a parede central é apoiada em sua base, dessa forma, pretende-se observar os efeitos de transferência de

carga entre paredes simulando uma estrutura real, onde geralmente todas as paredes da edificação são apoiadas em outras paredes ou em vigas baldrames.

Os ensaios consistiram em aplicar um carregamento vertical, uniformemente distribuído, sobre a parede central, de forma que todo o carregamento, no caso da parede PH1, e uma parte do carregamento na parede PH2, pudessem ser transferidos às paredes laterais, através das ligações contrafiadas, conforme representação esquemática da figura 8.2.

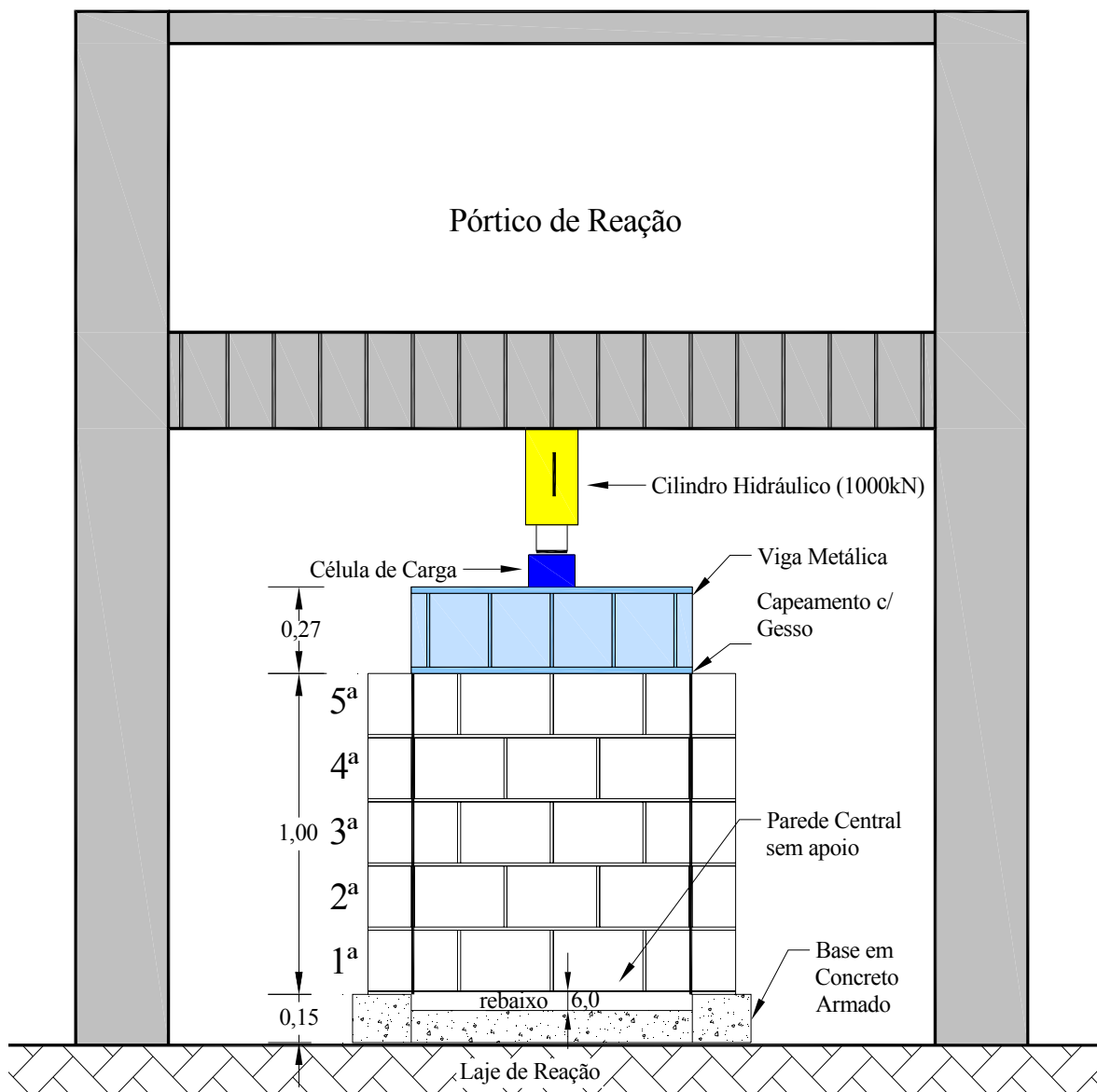


Figura 8.2 – Representação esquemática do ensaio em paredes H na escala real

8.2 Escala Real

8.2.1 Montagem das Paredes H

Os corpos-de-prova na escala real (1:1) foram executados por um pedreiro experiente, com o emprego dos equipamentos básicos para assentamento de alvenaria estrutural, tais como: escantilhão, prumo de pedreiro, esquadro, régua metálica e o nível de bolha. A figura 8.3 mostra a disposição dos blocos nas fiadas.

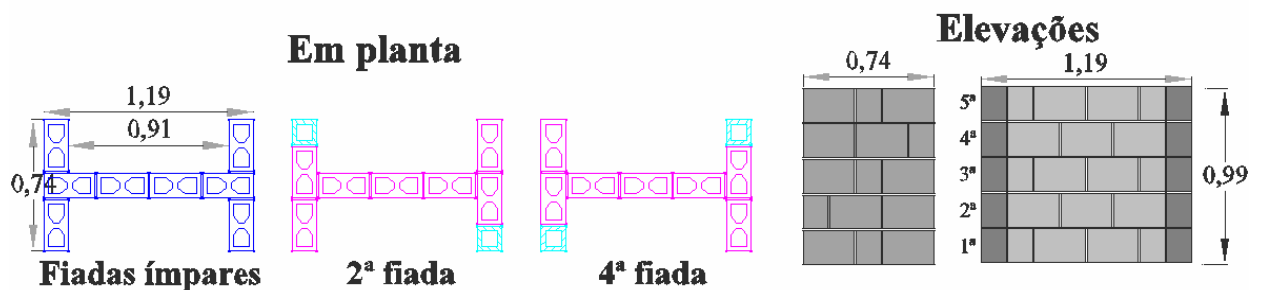


Figura 8.3 – Modulação das fiadas e dimensões dos corpos-de-prova (escala real)

De acordo com a NBR 5712 (ABNT, 1982) as juntas de argamassa devem ter 10 mm de espessura. Conseguiu-se atingir esse valor através do uso de espaçadores de plástico, vendidos comercialmente. A argamassa utilizada foi a mesma com que foram construídos os prismas e paredes.



Figura 8.4– (a) Escantilhão e (b) assentamento de blocos instrumentados



Figura 8.5 – Seqüência de montagem das paredes H

8.2.2 Instrumentação

As paredes H foram instrumentadas com a utilização de relógios transdutores de deslocamentos, LVDT's e de extensômetros elétricos. A idéia inicial era de instrumentar com extensômetros apenas 01 corpo-de-prova para cada modelo, porém, devido a uma falha de leitura durante o ensaio da PH2-02, tornou-se necessária a instrumentação de mais uma unidade, no caso a PH2-03.

Os corpos-de-prova em que não foram colados extensômetros, caso das paredes PH1_01, PH2_01 e PH1_03, foram basicamente instrumentados com 07 transdutores de deslocamento da marca Kyowa, com sensibilidade de 0,01 mm, com curso máximo de 20 mm.

Quatro deles foram instalados na parede central com ponto fixo no piso, para a obtenção do deslocamento vertical e para verificação de um possível deslocamento diferencial da

mesma. Um deles, o relógio R5, foi instalado na parede central, com ponto fixo no piso, para a verificação de possíveis deslocamentos horizontais. E os outros dois restantes foram instalados em diversas posições, dependendo do ensaio, para verificação do deslocamento dos flanges. Para melhor visualização e entendimento das instrumentações utilizadas, para cada ensaio descrito no item a seguir, será colocada uma ilustração do esquema adotado.



Figura 8.6 – Instrumentação das paredes (sem extensômetros)

Nos corpos-de-prova que foram colados extensômetros, caso das paredes PH1_02, PH2_02 e PH2_03, realizaram-se a instrumentação dos blocos através de extensômetros elétricos do tipo KFG - 30 - 120 - C1 - 11. A colagem desses extensômetros (figura 8.7) foi realizada antes do assentamento dos blocos, visto que os mesmos foram submetidos a um pré-carregamento, para a realização da calibração.

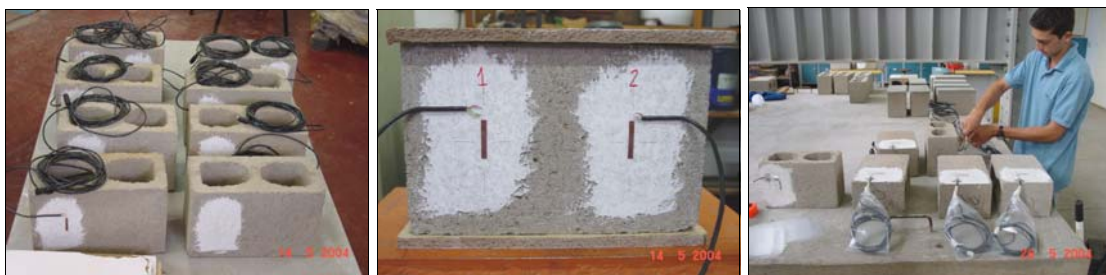


Figura 8.7 – Detalhes da calibração das unidades instrumentadas com extensômetros

A figura 8.8 representa o detalhe esquemático da disposição dos blocos instrumentados com extensômetros numerados de 1 a 14.

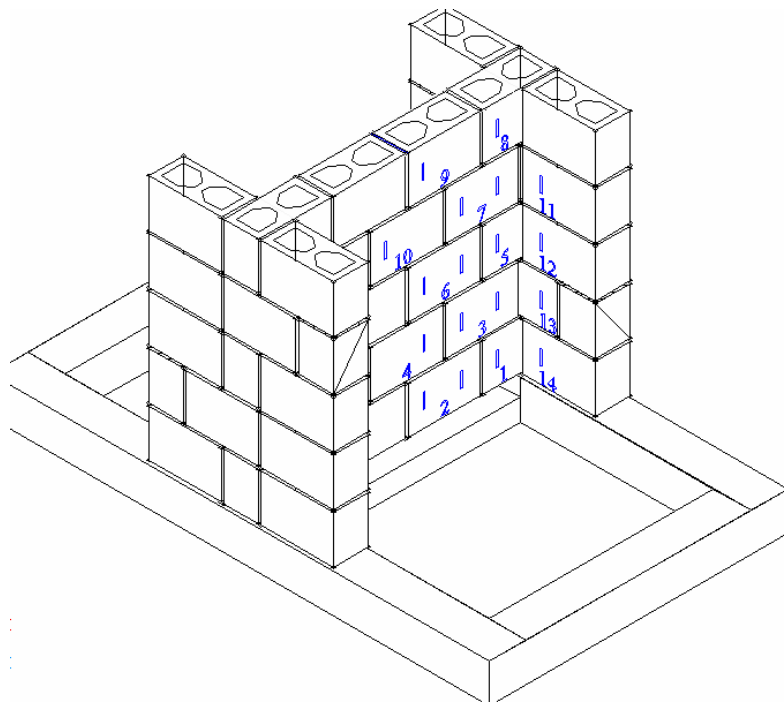


Figura 8.8 – Numeração dos extensômetros nas paredes



Figura 8.9 – Instrumentação das paredes com extensômetros

8.2.3 Resultados – Paredes H Tipo 1

Foram ensaiados 3 painéis em formato H, não apoiados em seu vão central. A instrumentação foi empregada, diferenciando em paredes instrumentadas com extensômetros e paredes monitoradas com apenas relógios e LVDTs. Os resultados de carga de ruptura são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 8.1 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 1

PH1	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência ao Cisalhamento τ (MPa)
PH1_01	---	304	1,10
PH1_02	100	230	0,83
PH1_03	152	196	0,71
Média	126,00	243,33	0,88

Parede PH1_01

A parede PH1_01 apresentou uma ruptura brusca com a carga de 304 kN. Os relógios comparadores foram retirados na carga de aproximadamente 150 kN, a figura a seguir ilustra o momento da ruptura.



Figura 8.10 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH1_01)

A instrumentação dessa parede foi conforme descrito no item 7.2.2, onde não foram usados extensômetros. A figura 8.11 mostra o esquema de instrumentação dessa parede. O gráfico da figura 8.12 mostra o comportamento do deslocamento vertical da parede central em relação ao piso, medidos por transdutores (relógios e LVDTs).

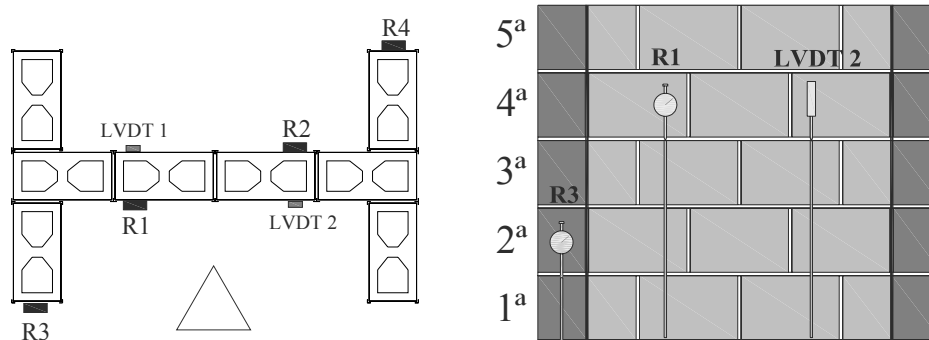


Figura 8.11 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1-01 (sem extensômetros)

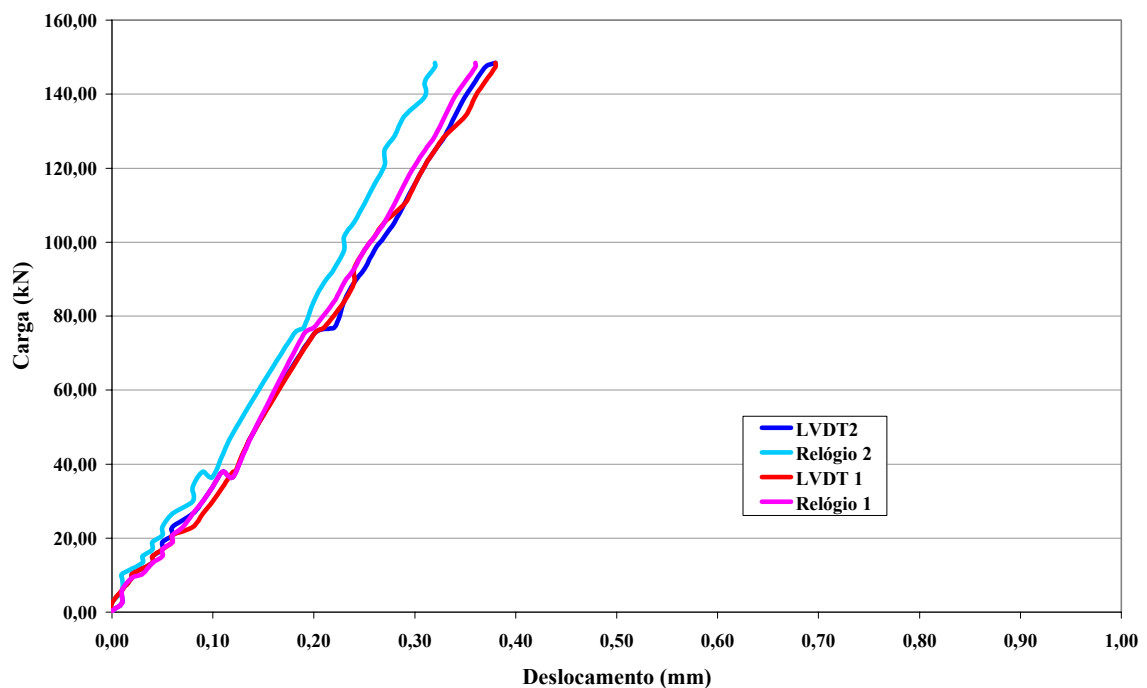


Figura 8.12 – Gráfico Carga x Deslocamento de pontos da parede central PH1_01

Através do gráfico Carga x Deslocamento da parede central, pode-se observar que essa parede apresentou um comportamento semelhante em todos os pontos instrumentados.

Parede PH1_02 (instrumentada com extensômetros)

A parede PH1_02 apresentou fissuração a partir da carga de 100 kN e a ruptura foi brusca com a carga de 230 kN, a figura 8.13 mostra os detalhes da ruptura. Nessa parede, os relógios não foram retirados, permitindo-se visualizar os deslocamentos até o instante da ruptura, como mostra a figura 8.15.



Figura 8.13 – Detalhes da forma de ruptura (PH1_02)

Além dos extensômetros, essa parede foi instrumentada com relógios e LVDT, como mostra a figura a seguir. Os dados de deformações obtidas com o uso de extensômetros são analisados e discutidos no próximo item.

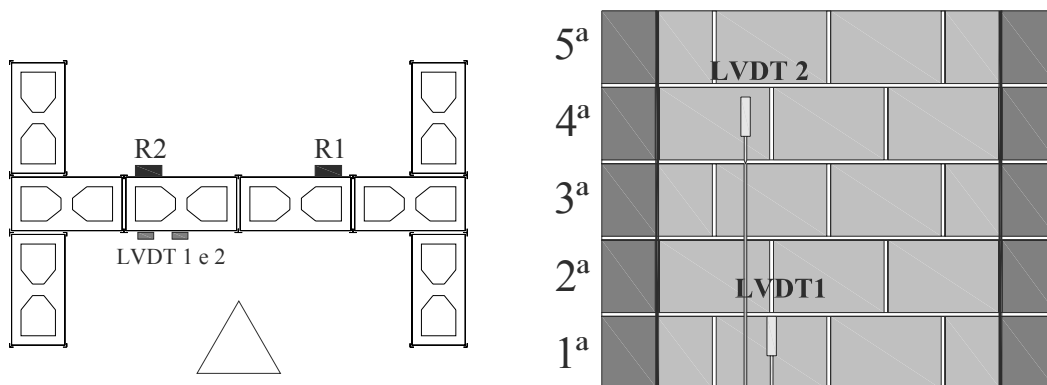


Figura 8.14 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1_02 (com extensômetros)

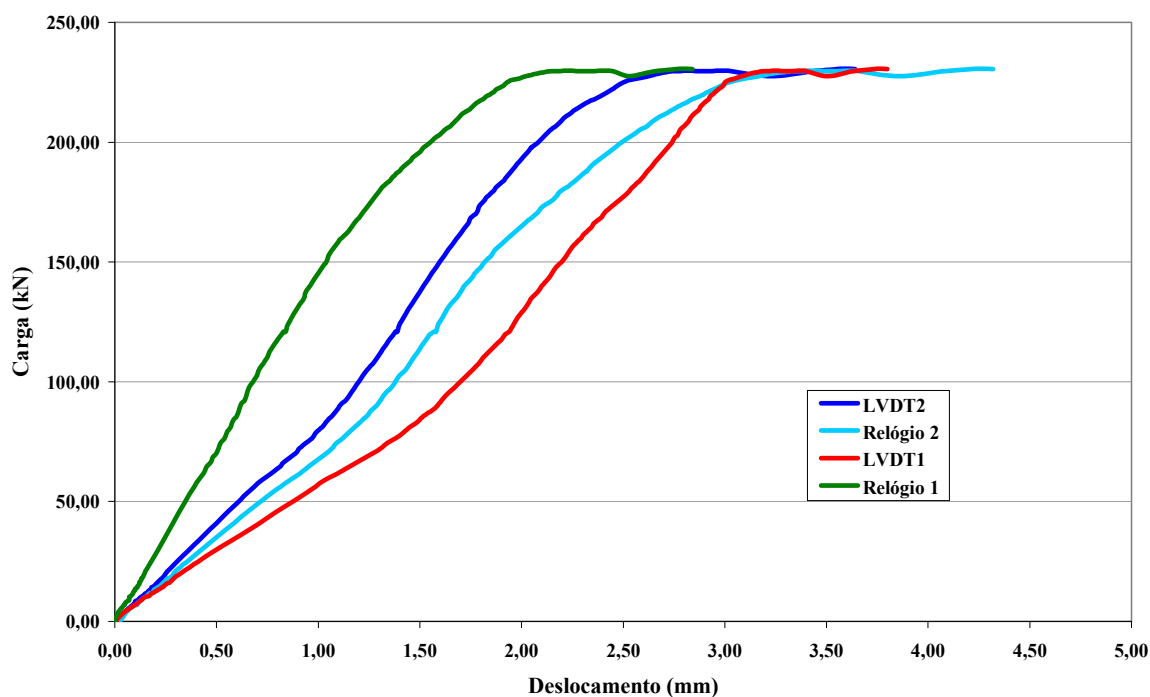


Figura 8.15 – Gráfico Carga x Deslocamento de pontos da parede central (PH1_02)

Através do gráfico Carga x Deslocamento, pode-se observar que o LVDT1, que foi instalado na primeira fiada (figura 8.14) e tomava os deslocamentos em relação ao piso, foi o transdutor que apresentou o maior deslocamento.

Parede PH1_03

A parede PH1_03 rompeu com a carga de 196 kN. Os relógio comparadores foram retirados a carga de aproximadamente 170 kN, a figura a seguir ilustra o momento da ruptura.



Figura 8.16 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH1_03)

A instrumentação dessa parede foi realizada conforme descrito no item 7.2.2 onde não foram usados extensômetros. A figura 8.17 mostra o esquema de instrumentação dessa parede.

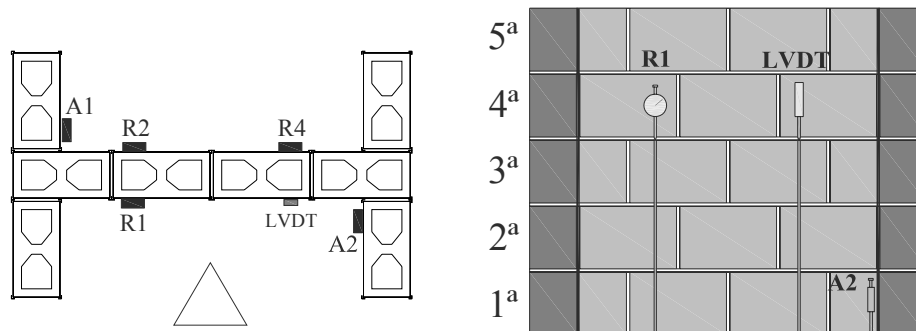


Figura 8.17 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH1-03 (sem extensômetros)

O gráfico da figura 8.18 mostra o comportamento do deslocamento vertical da parede central em relação ao piso, medidos por transdutores (relógios e LVDTs). É possível observar que tanto os relógios R1 e R2, como os R3 (LVDT) e R4 apresentaram um comportamento similar com os relógios A1 e A2, respectivamente, instalados na aba.

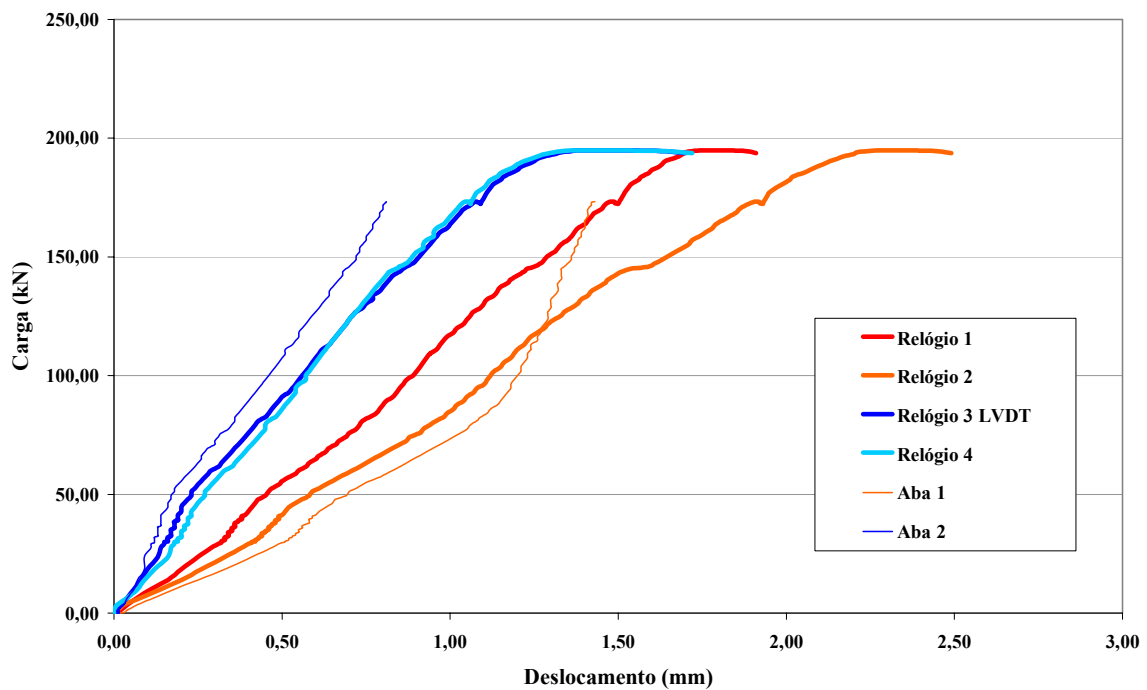


Figura 8.18 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central e aba (PH1_03)

8.2.4 Resultados - Paredes H Tipo 2 (apoiadas)

Foram ensaiados 3 painéis em formato H, apoiados em seu vão central. A instrumentação se deu conforme apresentado no item anterior, diferenciando em paredes instrumentadas com extensômetros e paredes monitoradas com relógios e LVDTs. Os resultados de carga de ruptura são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 8.2 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 2 (apoiadas na base)

PH2	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)
PH2_01	120	564
PH2_02	277	476
PH2_03	167	490
Média	188,00	510,00

Neste momento, vale lembrar que a carga de ruptura das paredes simples foi de 427,80 kN, dessa forma, a carga de ruptura nas paredes H tipo 2, foi maior em aproximadamente 20%.

Parede PH2_01

A parede PH2_01 apresentou fissuração a partir da carga de 120 kN, e a ruptura foi brusca com a carga de 564 kN, a figura 8.19 mostra o instante e os detalhes da ruptura.



Figura 8.19 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_01)

A instrumentação utilizada nessa parede foi a mesma empregada na parede PH1_01 (figura 8.11). O gráfico da figura 8.20 mostra o comportamento do deslocamento vertical de pontos da parede central em relação ao piso, medidos por transdutores (relógios e LVDTs). Através desse gráfico, pode-se observar que a partir da carga de 100 kN as curvas apresentam uma inclinação similar, revelando que os transdutores de deslocamento apresentaram o mesmo comportamento.

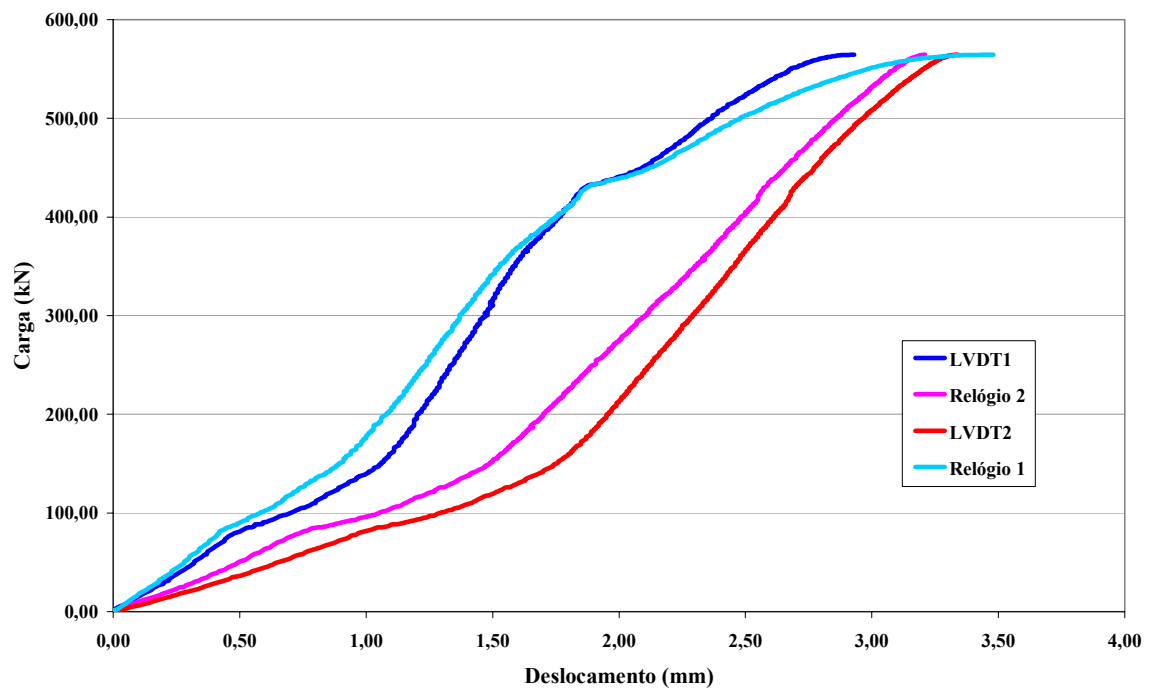


Figura 8.20 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central

Parede PH2_02 (instrumentada com extensômetros)

A parede PH2_02 apresentou fissuração a partir da carga de 277 kN, e a ruptura foi brusca com a carga de 476 kN, a figura 8.21 mostra o instante e os detalhes da ruptura. Nessa parede, os relógios não foram retirados, permitindo visualizar os deslocamentos até o instante da ruptura como mostra a figura 8.22. O esquema de instrumentação foi o mesmo empregado na parede PH1_02 (figura 8.14).



Figura 8.21 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_02)

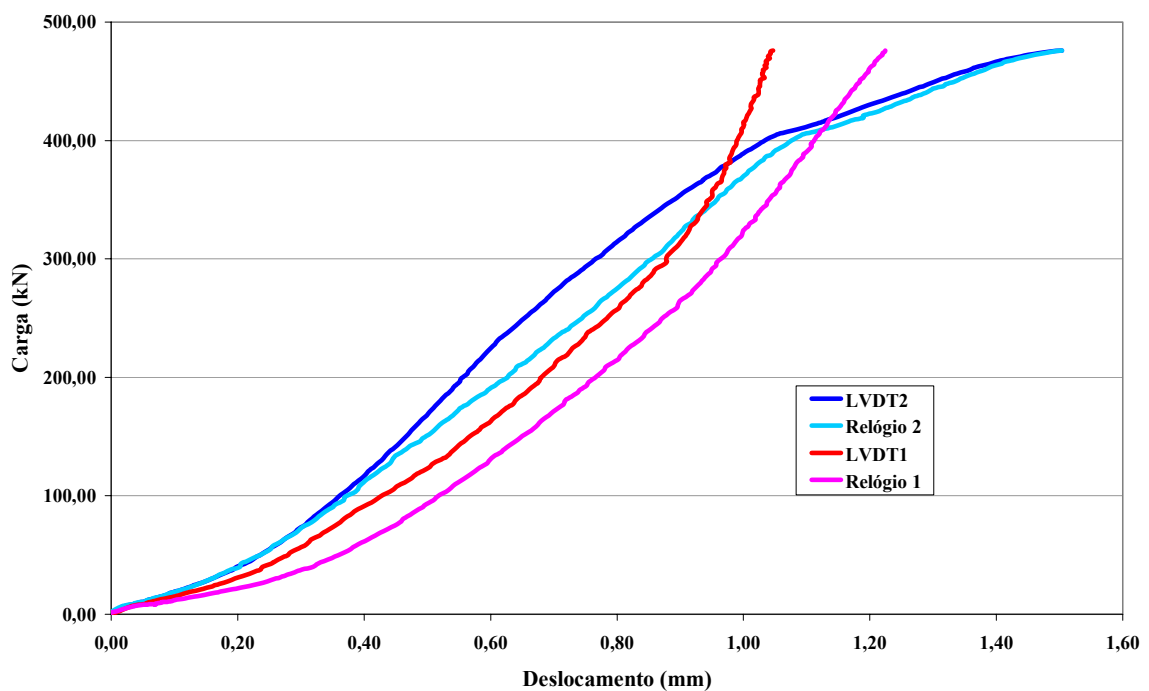


Figura 8.22 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central

Parede PH2_03 (instrumentada com extensômetros)

A parede PH2_03 apresentou as primeiras fissuras com a carga de 167 kN e rompeu com a carga de 490 kN. Os relógios comparadores instalados nas abas foram retirados à carga de aproximadamente 170 kN, enquanto que os relógios instalados na parede central não foram retirados, permitindo assim visualizar os deslocamentos até o instante da ruptura como mostra a figura 8.25.



Figura 8.23 – (a) Instante da Ruptura e (b) Detalhe da forma de ruptura (PH2_02)

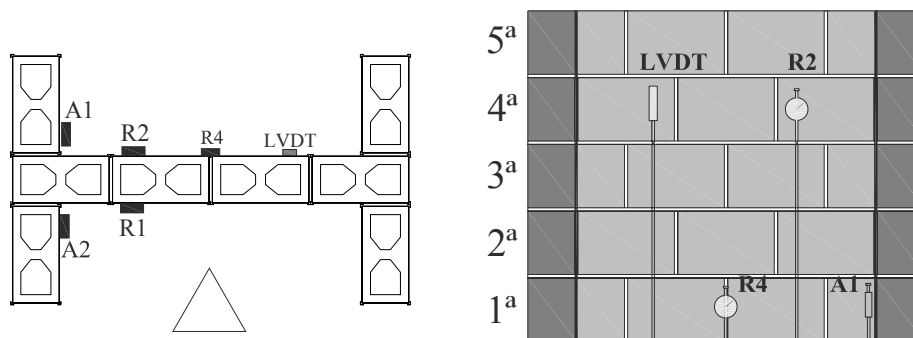


Figura 8.24 – Detalhe dos relógios na instrumentação da parede PH2_03 (com extensômetros)

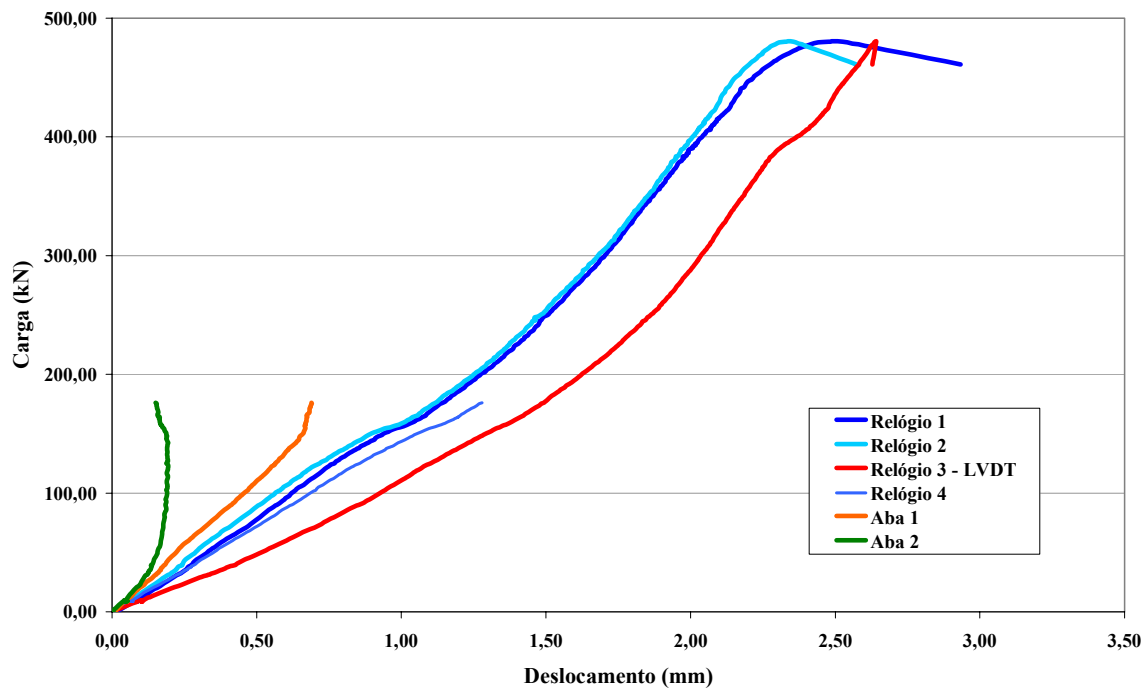


Figura 8.25 – Gráfico Carga x Deslocamento da parede central

A partir da figura 8.25, observa-se que a parede central, instrumentada por R1, R2, R3 e R4 apresentou um comportamento similar quanto ao deslocamento vertical em todos os pontos medidos. Os dados de deformações, obtidos pelos extensômetros, serão mostrados e analisados no próximo item.

É interessante mostrar que sempre existiu o deslocamento dos pontos instrumentados nas paredes laterais (abas), caracterizados nesta parede pelos relógios A1 e A2. Esse fato mostrou que houve uma transferência de cargas da parede central para as abas.

8.3 Escala Reduzida

8.3.1 Montagem das Paredes H na Escala 1:4

Os corpos-de-prova na escala reduzida (1:4) foram executados com o auxílio de ferramentas e gabaritos apropriados de modo a minimizar os efeitos da mão-de-obra, controlando assim, com maior eficiência, parâmetros como nível, prumo e espessura de juntas. As etapas de montagem podem ser observadas na figura 8.26.



Figura 8.26 – Seqüência de montagem das paredes H na escala reduzida

8.3.2 Instrumentação

As paredes H na escala 1:4 foram instrumentadas de duas maneiras: (1) com a utilização de relógios transdutores de deslocamentos, LVDT's e (2) com o uso de extensômetros elétricos para leitura de deformações no encontro das ligações contrafiadas. Foi instrumentado com extensômetros apenas 01 corpo-de-prova para cada modelo.

Para melhor visualização e entendimento dos dois tipos de instrumentações utilizadas, as figuras a seguir mostram o posicionamento dos transdutores e extensômetros.



Figura 8.27 – Instrumentação das paredes (sem extensômetros)

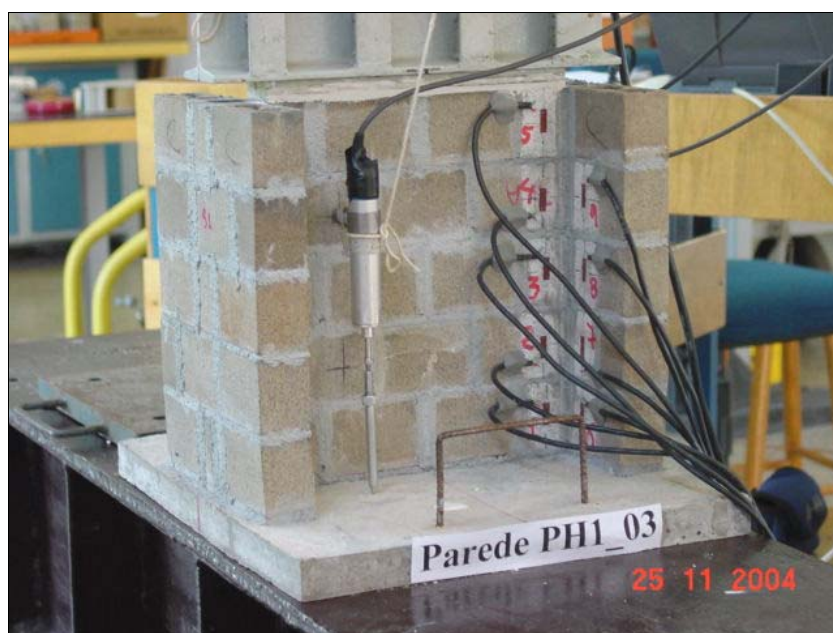


Figura 8.28 – Instrumentação das paredes com extensômetros

8.3.3 Resultados Paredes H Tipo 1

Foram ensaiados 3 painéis em formato H não apoiados em seu vão central, em que a instrumentação foi empregada, diferenciando em parede instrumentada com extensômetros e paredes monitoradas com relógios e LVDTs. Os resultados de carga de fissuração, ruptura e resistência ao cisalhamento são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 8.3 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 1

PH1	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência ao Cisalhamento τ (MPa)
PH1_01	26,5	27	1,56
PH1_02	24,7	25,5	1,47
PH1_03	25,5	25,5	1,47
Média	25,57	26,00	1,50

Formas de Ruptura PH1

Pode se dizer que a forma de ruptura apresentada para a parede H tipo 1, foi muito semelhante à da escala real, em que ocorreu a ruptura por cisalhamento nas unidades contrafiadas.



Figura 8.29 – Detalhe da forma de ruptura Paredes H tipo 1 – parede central não apoiada

8.3.4 Resultados Paredes H Tipo 2 (apoiadas)

Foram ensaiados 3 painéis em formato H apoiados em seu vão central, e a instrumentação se deu conforme apresentado no item anterior, diferenciando em paredes instrumentadas com extensômetros e paredes monitoradas com relógios e LVDTs. Os resultados de carga de fissuração, ruptura e resistência ao cisalhamento são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 8.4 – Resultados dos ensaios em paredes tipo 2 (apoiadas na base)

PH2	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)
PH2_01	45,50	47,10
PH2_02	42,00	42,00
PH2_03	38,00	38,00
Média	41,83	42,37

Cabe lembrar que a carga de ruptura das paredes simples foi de 37,0 kN, e dessa forma, a carga de ruptura nas paredes H tipo 2, foi maior em aproximadamente 15%.

Formas de Ruptura – PH2



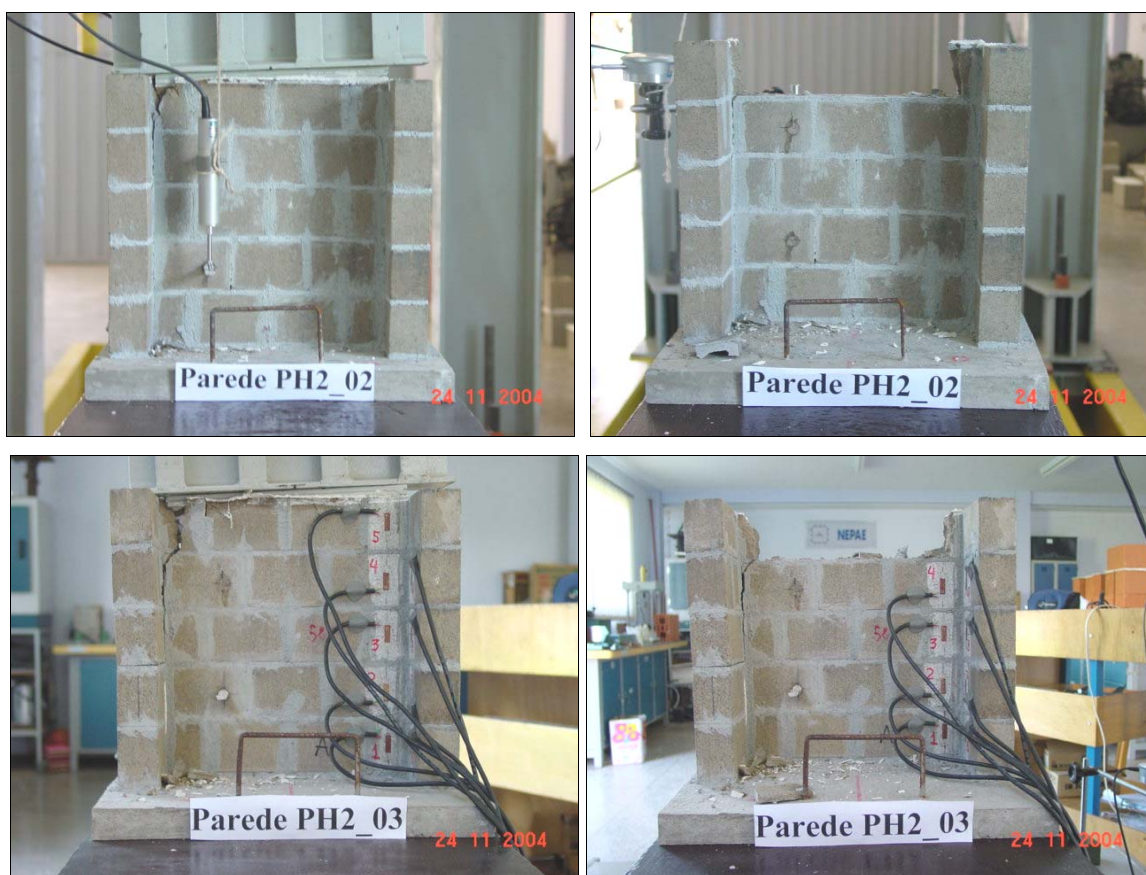


Figura 8.30 – Detalhe da forma de ruptura Paredes H tipo 2 – apoiadas na base

As formas de ruptura apresentadas para as paredes H tipo 2 na escala reduzida foram muito semelhantes as da escala real.

9 ENSAIO AO CISALHAMENTO NAS UNIDADES

Os ensaios ao cisalhamento nos blocos foram realizados com o objetivo de se obter uma possível correlação entre a resistência do mesmo e a resistência apresentada pelas paredes H tipo 1, onde o vão central não estava apoiado. Vale salientar que a capacidade cisalhante de paredes de alvenaria é uma propriedade indispensável à análise da distribuição de cargas verticais.

9.1 Escala Real

Como não existe norma brasileira referenciando os procedimentos para esse tipo de ensaio, foram ensaiados 3 blocos para uma verificação preliminar do comportamento de ruptura. Cada bloco foi ensaiado de uma maneira diferente, classificada como mostra a figura 9.1 a seguir.

Os ensaios tipos A, B e C, ao cisalhamento nas unidades, foram realizados com o objetivo de identificar qual é o tipo que retrata mais fielmente o comportamento das paredes na ruptura, tanto no modo quanto nos valores de ruptura.

Uma vez identificado o tipo de ensaio que reflete o comportamento dos blocos na ruptura das paredes, foi tomado como padrão e reproduzido na escala reduzida.

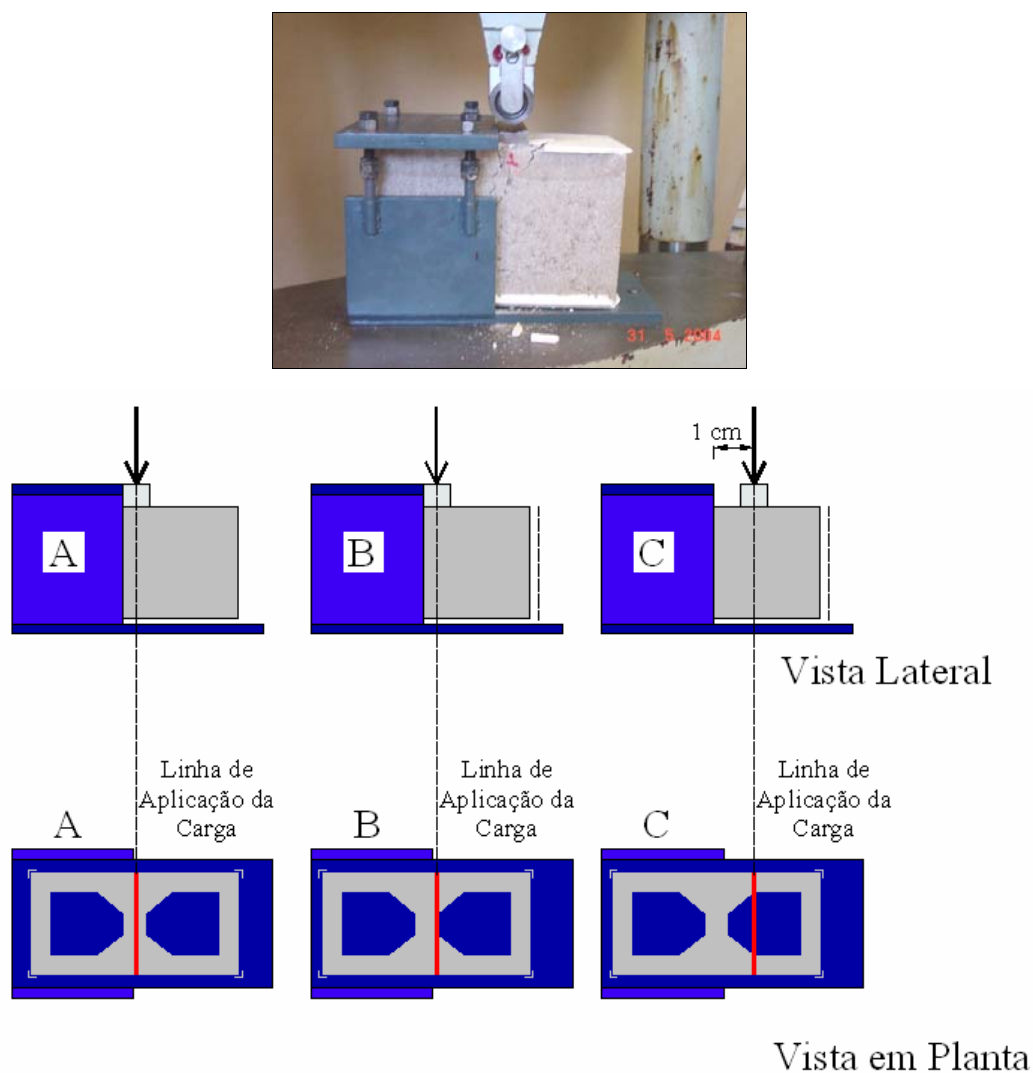


Figura 9.1 – Tipos de ensaio ao cisalhamento de blocos

Quanto ao valor de ruptura:

A tabela a seguir mostra as cargas de ruptura obtidas no ensaio das paredes H não apoiadas.

Tabela 9.1 – Carga de ruptura das paredes e por bloco contrafiado

Parede Ensaída	Carga de Ruptura da Parede (kN)	Número de Blocos Contrafiados	Carga de Ruptura por Bloco Contrafiado* (kN)
PH1_01	304	6	50,66
PH1_02	230	6	38,33
PH1_03	196	6	32,67
Média	243,33	6	40,55

* Carga de Ruptura da parede dividida pela quantidade de blocos contrafiados (6)

Quanto ao valor de ruptura, o tipo de ensaio mais indicado foi aquele em que a média da carga de ruptura do ensaio ao cisalhamento, ficou mais próxima do valor da média da carga de ruptura das paredes por bloco igual a 40,55 kN.

Dessa maneira, foram ensaiadas 6 unidades para cada tipo de ensaio. A tabela a seguir mostra a média dos resultados dos ensaios ao cisalhamento das unidades.

Tabela 9.2 – Ensaio ao cisalhamento em blocos

Tipo de Ensaio	Carga Média de Ruptura dos Blocos (kN)
A	46,73
B	39,79
C	28,27

Com os dados obtidos, observou-se que o ensaio tipo B (39,79kN) foi o que apresentou o valor mais próximo do ocorrido nas paredes (40,55kN). A tabela 13.17 em anexo mostra os resultados individuais do ensaio tipo B. A área cisalhante foi de 181,41cm², e a tensão cisalhante encontrada para o ensaio tipo B foi de 2,2 MPa.

Quanto ao modo de ruptura:

O comportamento de ruptura dos blocos e paredes é visualizado nas figuras a seguir.

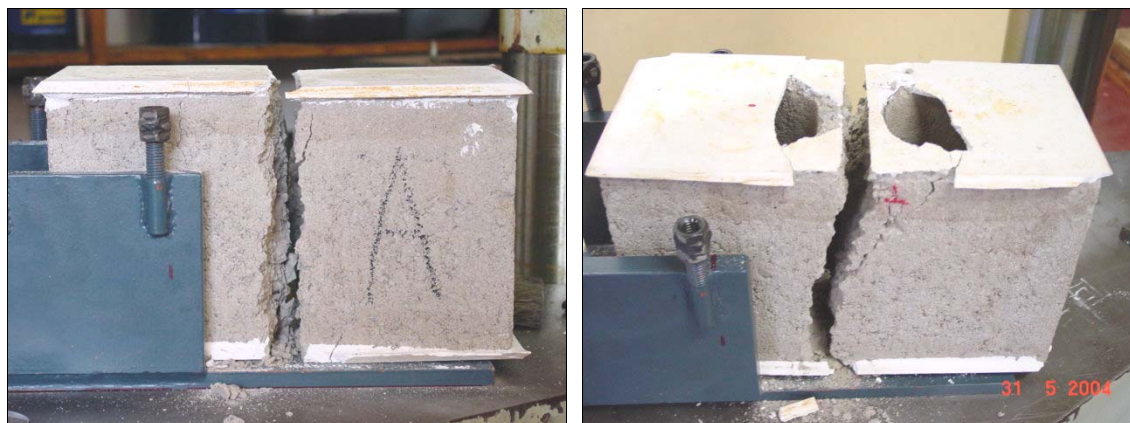


Figura 9.2 – Ensaio tipo A



Figura 9.3 – Ensaio tipo C



Figura 9.4 – Blocos ensaio tipo B



Figura 9.5 – Forma de ruptura dos blocos contrafiados das paredes H

De acordo com os valores e os modos de ruptura apresentados, pôde-se observar que o ensaio ao cisalhamento tipo B foi o que mais se aproximou dos valores encontrados nas paredes. Além disso, a sua forma de ruptura também foi semelhante ao das paredes; portanto, foi considerado o mais indicado para os estudos de correlação de resistência ao cisalhamento entre paredes contrafiadas e blocos.

9.2 Escala Reduzida

Pelo fato do ensaio ao cisalhamento tipo B ter apresentado o comportamento mais próximo da parede, ele foi o empregado para a escala reduzida.

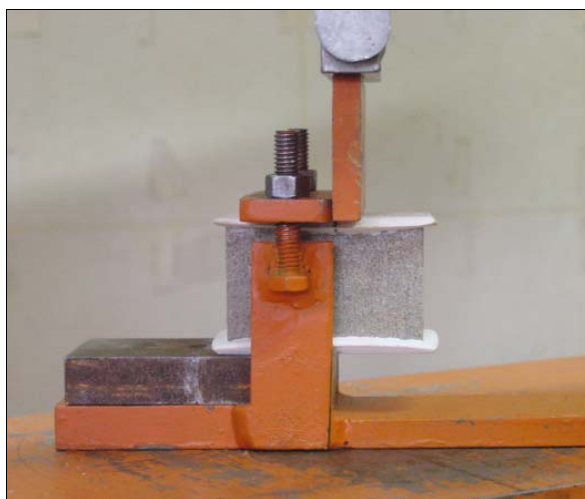


Figura 9.6 – Disposição de ensaio na escala reduzida

Foram ensaiadas 11 unidades ao cisalhamento, e a tabela a seguir mostra a média dos resultados. A tabela 13.18, em anexo, mostra os resultados individuais do ensaio na escala reduzida.

Tabela 9.3 – Ensaio ao cisalhamento em blocos na escala reduzida

Tipo de Ensaio	Carga Média de Ruptura dos Blocos (kN)	Resistência ao Cisalhamento (MPa)
B	1,92	1,70

O valor da resistência ao cisalhamento foi de 2,2MPa para a escala real, enquanto que na escala reduzida foi de 1,70 MPa. A diferença percentual foi de 29%.

Modo de ruptura:

O comportamento de ruptura dos blocos e paredes é visualizado nas figuras a seguir.



Figura 9.7 – Forma de ruptura das paredes H (1:4) e ensaio ao cisalhamento na unidade

Pode-se dizer que as formas de ruptura apresentadas para os blocos contrafiados nas paredes foram semelhantes às obtidas nos ensaios das unidades ao cisalhamento.

10 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos nos ensaios das paredes H, em escala real e reduzida. Posteriormente, serão feitas as correlações entre escalas, e por fim, será apresentada uma modelagem numérica, que foi realizada com o objetivo de correlacionar os resultados experimentais da parede H tipo 2 com um modelo de transferência de cargas.

I Escala Real

10.1 Paredes H Tipo 1

10.1.1 Analogia entre as Cargas de Ruptura

As cargas de ruptura apresentadas foram:

- Painel de parede em formato H tipo 1 (sem apoio na base) → Ruptura = 243,33kN
- Ensaio ao cisalhamento das unidades → Ruptura = 39,79kN

Como a parede central não possuía apoio algum, pôde-se correlacionar a carga de ruptura da parede (F_{PH1}) com a carga de ruptura das unidades contrafiadas (F_{cu}) que foram ensaiadas ao cisalhamento. A figura a seguir ilustra os seis blocos contrafiados que foram responsáveis pela determinação da resistência do painel.

Em valores numéricos pode-se exemplificar que a carga média de ruptura ao corte nos blocos, foi de 39,79 kN, que, multiplicada por seis unidades, resulta em uma força de 239 kN. Sabe-se que o valor da carga de ruptura do painel foi de 243 kN e ficou bem próxima aos 239kN. Dessa forma, pode-se dizer que é possível estimar a resistência ao cisalhamento da ligação, pelo somatório das resistências ao cisalhamento das unidades contrafiadas. Conclusão semelhante a essa foi obtida por SILVA (2003), quando ensaiou painéis em formato H com ligações diretas em blocos cerâmicos.

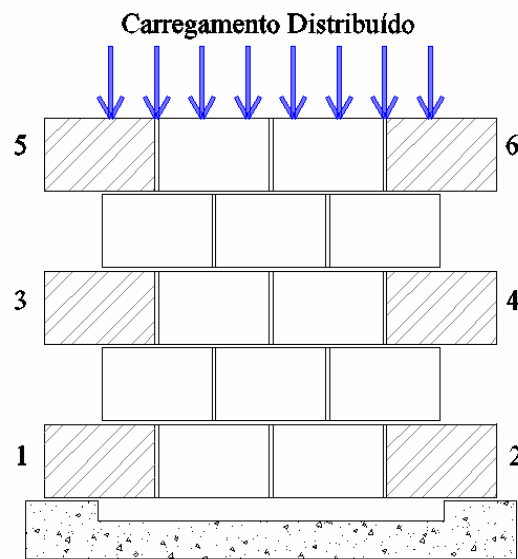


Figura 10.1 – Parede central com 6 blocos contrafiados

$$F_{PH1} = F_{cu} \times N_b; \quad \text{onde } N_b \text{ é a quantidade de blocos contrafiados}$$

$$243,33 \cong 39,79 \times 6 \rightarrow 243,33 \cong 238,74 \text{ (kN)}$$

Portanto, quando uma parede contrafiada não possui restrições de translação em sua base, o que define sua resistência de ruptura é a resistência ao cisalhamento das unidades contrafiadas. Essa afirmação é reforçada pela forma de ruptura apresentada nos blocos contrafiados, que muito se assemelhou com a forma de ruptura das unidades ao cisalhamento.



Figura 10.2 – Forma de ruptura parede H tipo 1

10.1.2 Deformações – Parede Central

A seguir são apresentados os gráficos obtidos através da instrumentação por extensômetros até o momento da fissuração, a carga de aproximadamente 167 kN. Foi fixada uma carga de leitura, e, a partir desta, tomou-se as deformações nos extensômetros de cada fiada.

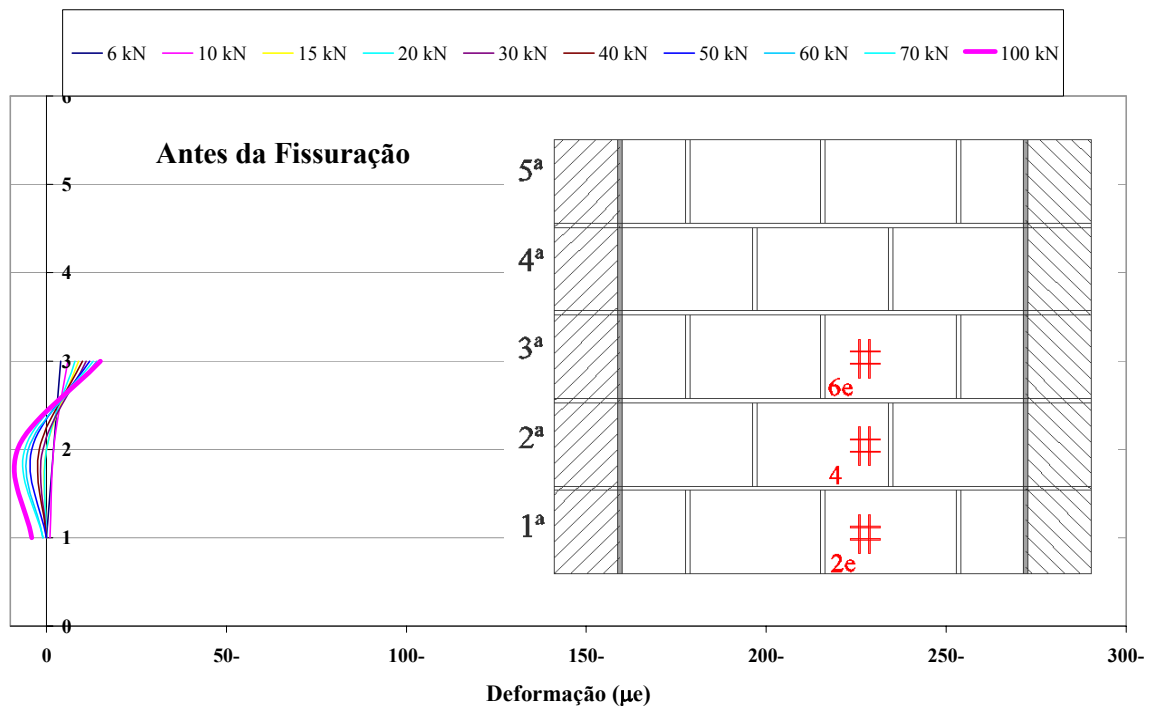


Figura 10.3 – Deformações nos extensômetros da parede central

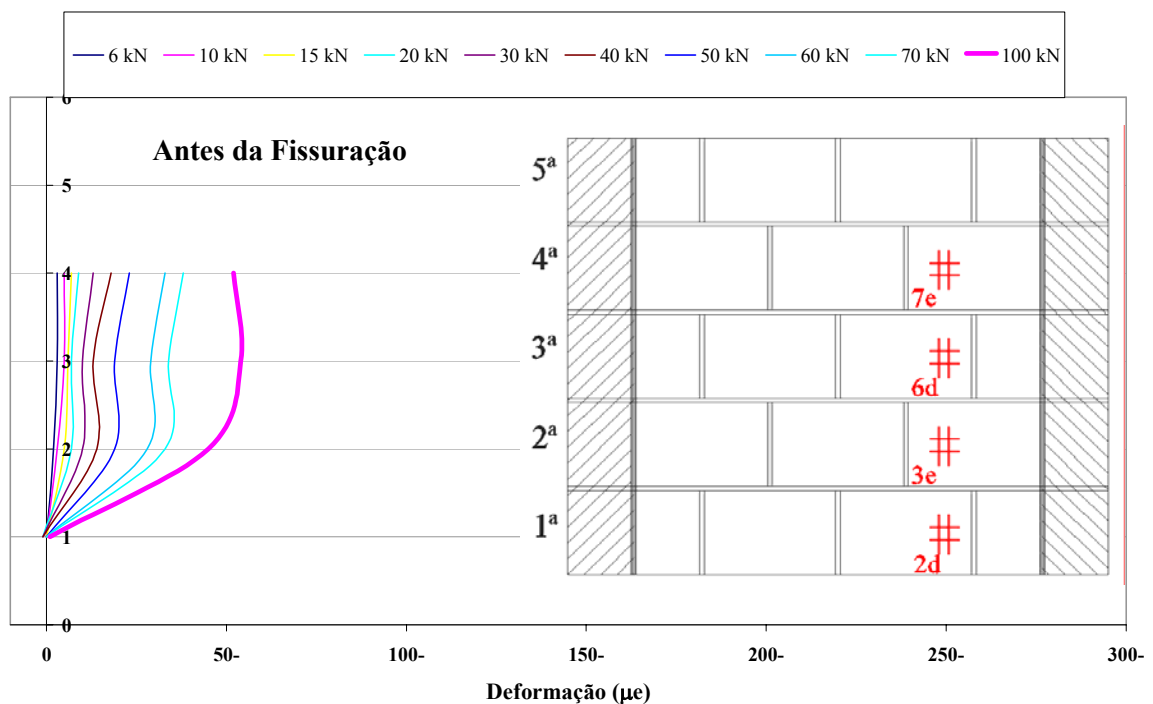


Figura 10.4 – Deformações nos extensômetros da parede central

Através do gráfico da figura 10.4, é possível visualizar que as deformações ocorridas na 2ª, 3ª e 4ª fiadas foram similares, e isso foi um indicativo de que a parede central deformou-se de modo semelhante nesses pontos instrumentados, com exceção do ponto correspondente a 1ª fiada, pois este não possuía restrições em sua base e não acusou deformações na unidade.

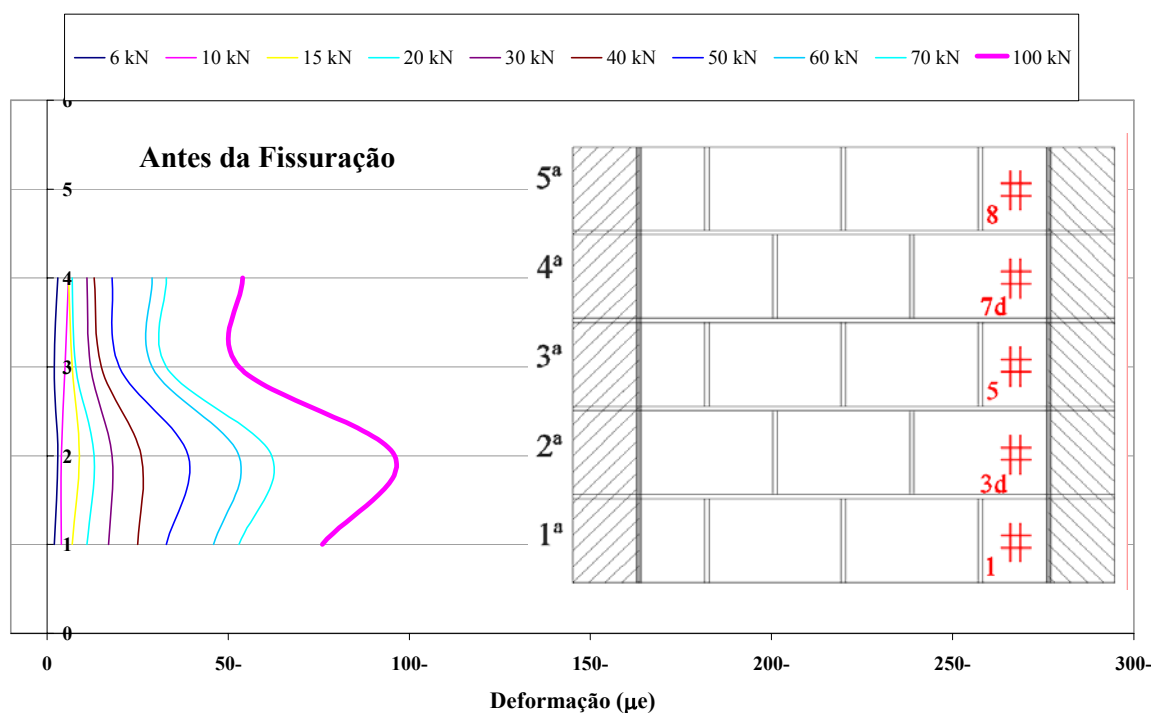


Figura 10.5 – Deformações nos extensômetros da parede central

O gráfico da figura 10.5 mostra as deformações nos extensômetros da parede central na região da ligação entre as paredes.

10.1.3 Deformações – Paredes Laterais (Abas)

Os gráficos a seguir quantificam as deformações ocorridas nos extensômetros que estavam fixados na aba. Através desses gráficos, é possível observar que as deformações são maiores no trecho inferior da parede, na altura correspondente a 1ª e 2ª fiadas.

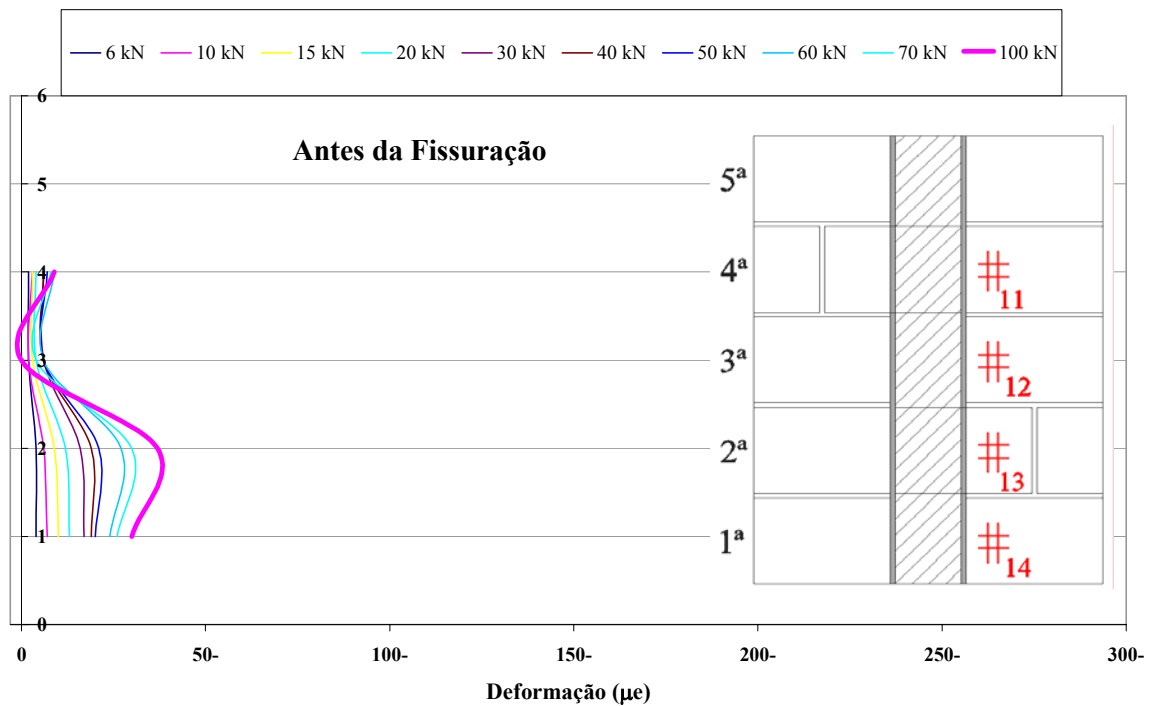


Figura 10.6 – Deformações nos extensômetros da parede lateral

O gráfico a seguir mostra as deformações ocorridas na parede central e abas ao longo da altura das fiadas. As linhas em verde representam as deformações ocorridas na parede central, e nas linhas em azul, na aba, os traços mais espessos indicam a carga de fissuração.

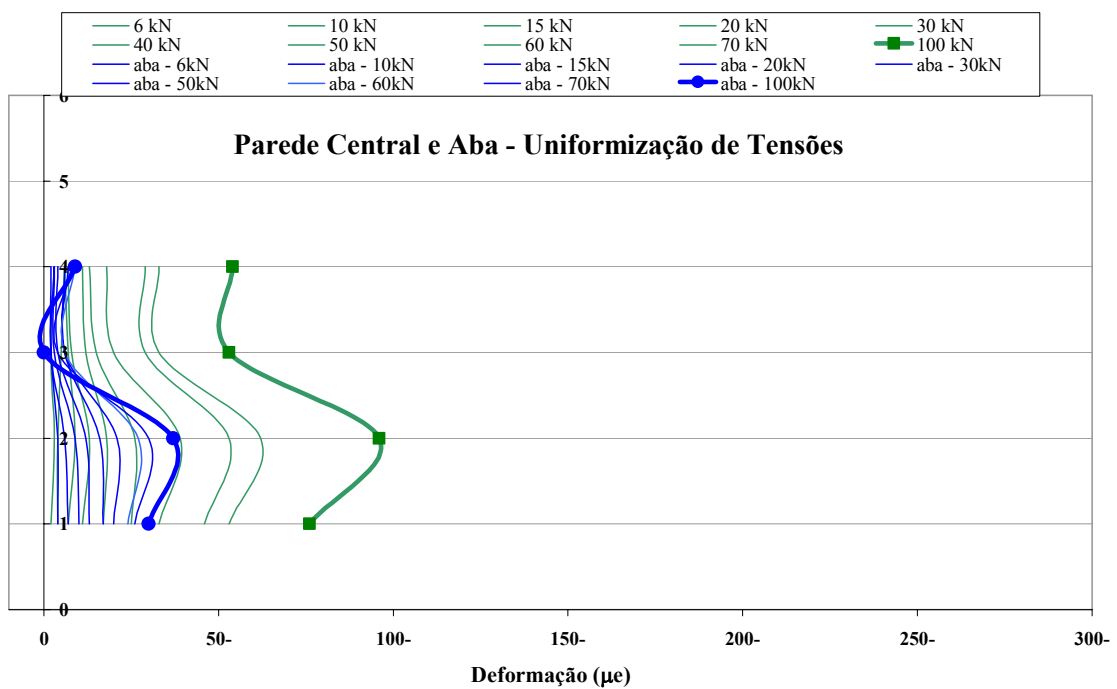


Figura 10.7 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas

Através deste gráfico, é possível observar que a deformação na 1ª fiada da aba é aproximadamente a metade da registrada na parede central, isso pode ser explicado pelo tipo de ligação contrafiada, onde se supõe que a outra metade esteja na aba conjugada. Tal fato se evidenciou numericamente tomando como exemplo as cargas de 70kN e 85kN, tem-se a seguinte tabela.

Tabela 10.1 – Deformações nos extensômetros da parede central e abas - 1ª e 2ª fiadas

Deformações	70 kN		85 kN	
	Parede Central	Aba	Parede Central	Aba
2ª Fiada	63	30	79	34
1ª Fiada	54	27	65	30
Somatória $\mu\epsilon$	117	57	144	64

De acordo com a analogia entre as cargas de ruptura e as análises das deformações nas paredes, pode-se supor que exista uma distribuição de forças ao longo da ligação da parede carregada com a aba lateral, sendo a resistência do bloco ao cisalhamento o parâmetro que define a resistência final da ligação em estudo.

10.2 Paredes H Tipo 2 (apoiadas)

10.2.1 Analogia entre as Cargas de Ruptura

As cargas de ruptura apresentadas nas paredes ensaiadas foram:

- Painel de parede simples 90x100 cm → Ruptura = 427,8kN
- Painel de parede em formato H tipo 2 (base apoiada) → Ruptura = 510kN

Pode-se dizer que para a parede em forma de H houve um acréscimo de aproximadamente 20% no valor da carga de ruptura.

A carga necessária para romper a parede simples (90x100 cm) foi de aproximadamente 428kN, enquanto que para a parede H foi de 510kN. Essa diferença de valores (82kN) permite uma analogia com a resistência ao cisalhamento das unidades, que foi da ordem de 40kN. Pode-se supor que o acréscimo de 82kN, distribuiu-se de acordo com uma região principal de transferência de cargas a 45° (figura 10.13) e solicitou ao cisalhamento, os dois primeiros blocos que estavam efetivamente contrafiados (3ª fiada), a carga de 41kN, levando-os a ruptura e, conseqüentemente, a parede como um todo. Observa-se que os dois primeiros blocos, referentes a 5ª fiada, não estavam efetivamente contrafiados, pois as suas disposições e o modo de aplicação de carga permitiam um giro em suas extremidades.

Portanto, pode-se dizer que a ligação direta entre as paredes teve um papel fundamental nesse acréscimo de 20% do valor da ruptura, e que os blocos contrafiados que foram solicitados ao esforço de corte definiram a carga de ruptura da parede.

A constatação de que os blocos contrafiados contribuíram de forma significativa na carga de ruptura do painel H pode ser evidenciada na forma de ruptura da parede, pois esses blocos sofreram a ruptura devido ao esforço cortante como mostra a figura a seguir.



Figura 10.8 – Forma de ruptura - Blocos contrafiados cisalhados

10.2.2 Deformações – Parede Central

Os gráficos a seguir ilustram as deformações ocorridas nos extensômetros colados ao longo da altura da parede. Para melhor análise e visualização dos dados, as deformações foram representadas em diferentes níveis de cargas, e com isso pôde-se analisar o comportamento antes e após a fissuração. A carga de fissuração é indicada com o traço mais forte em vermelho.

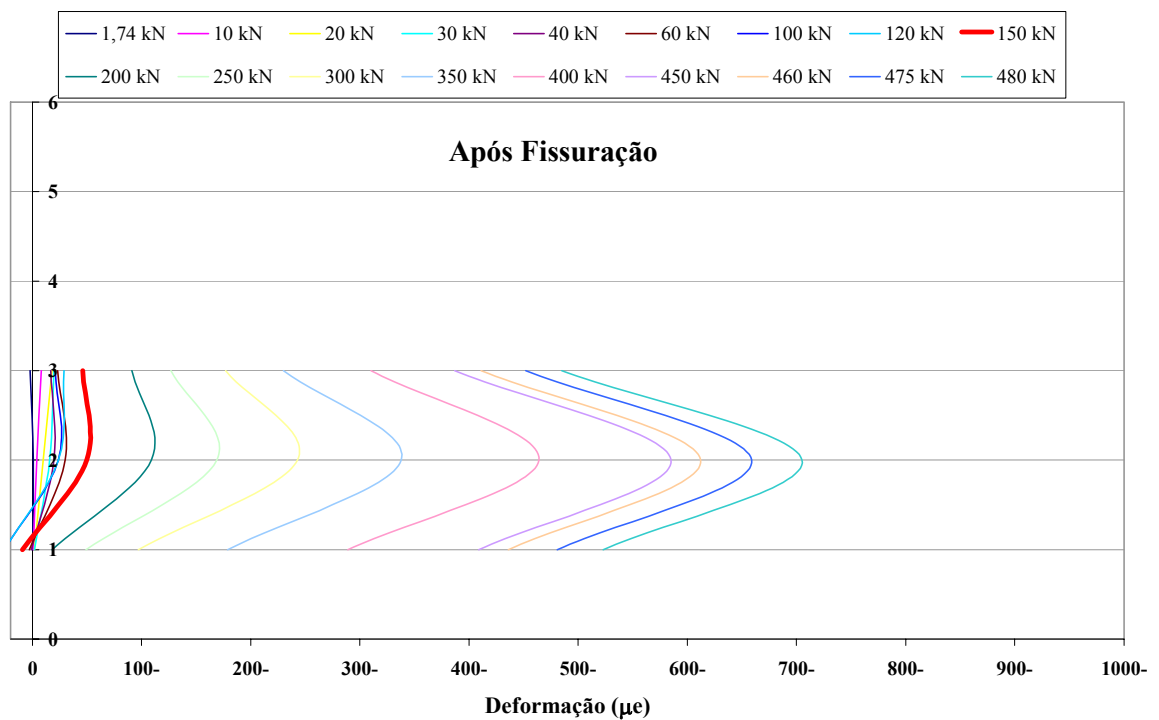
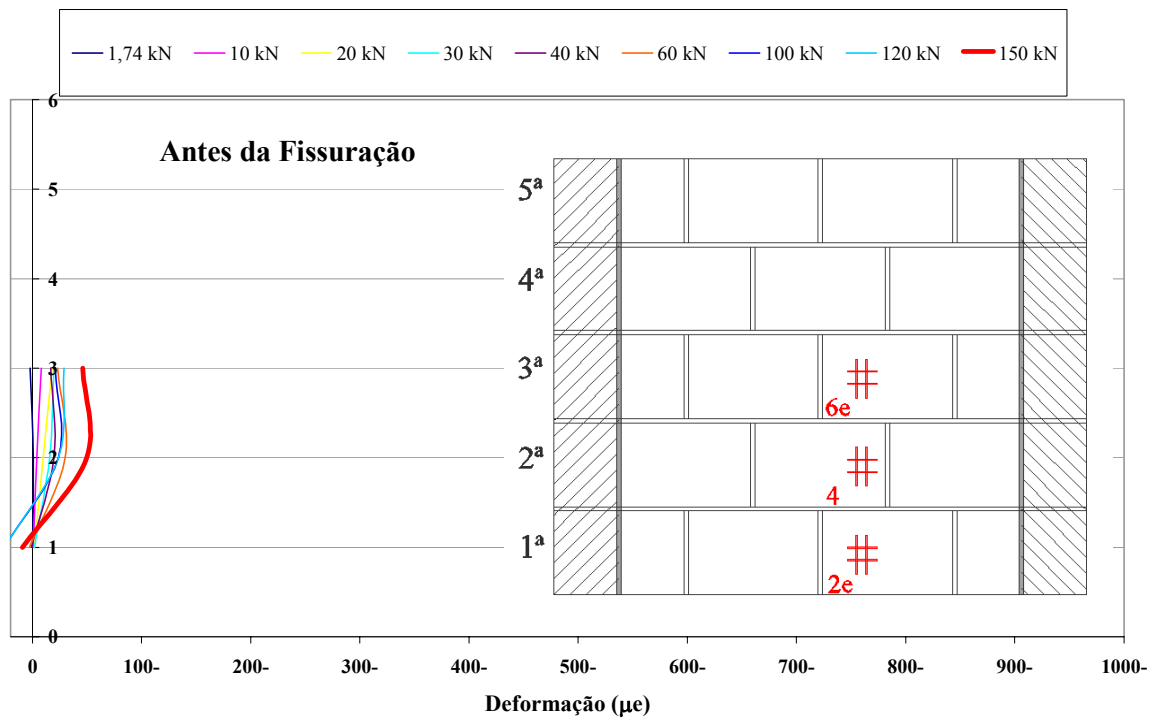


Figura 10.9 – Deformações nos extensômetros da parede central

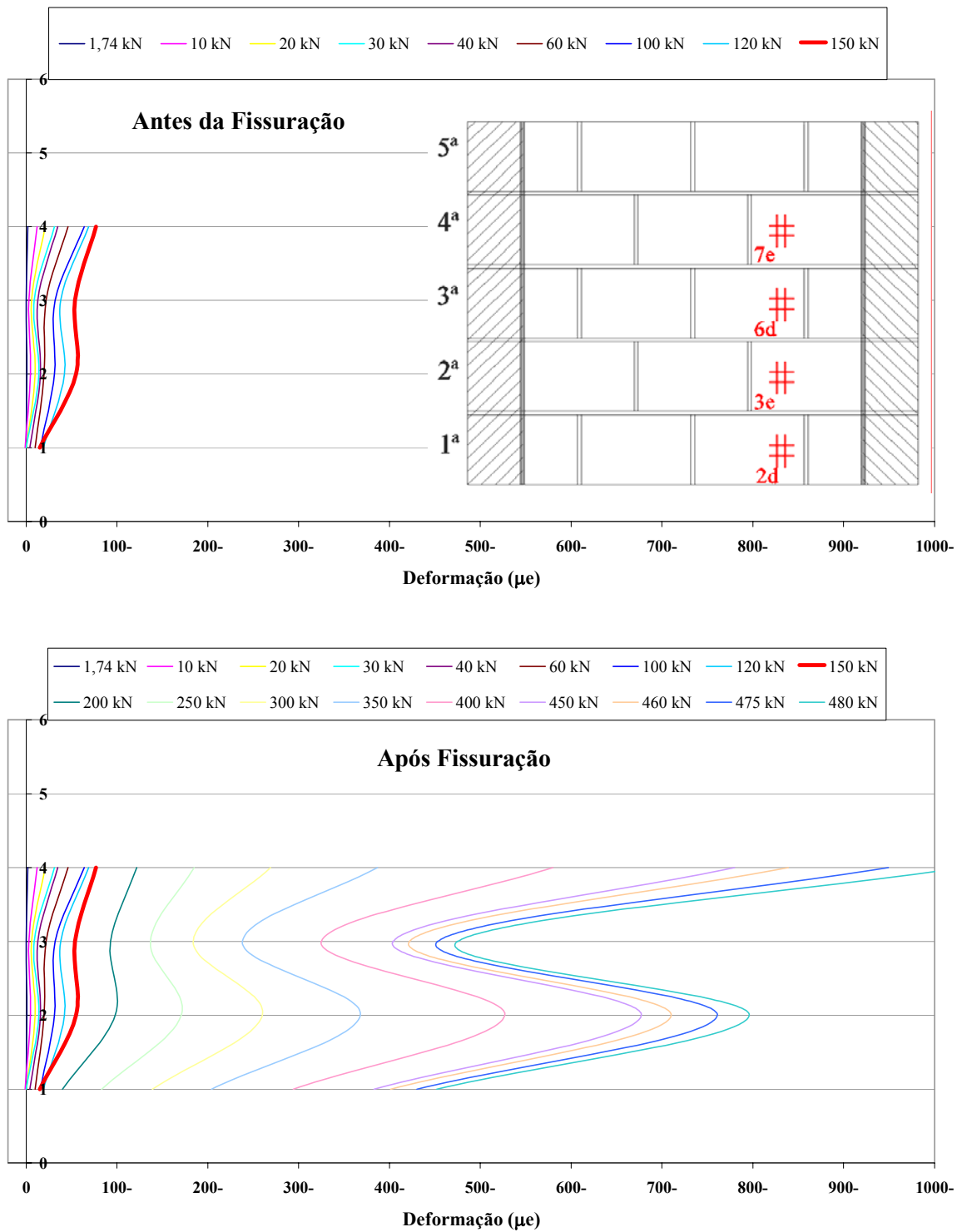


Figura 10.10 – Deformações nos extensômetros da parede central

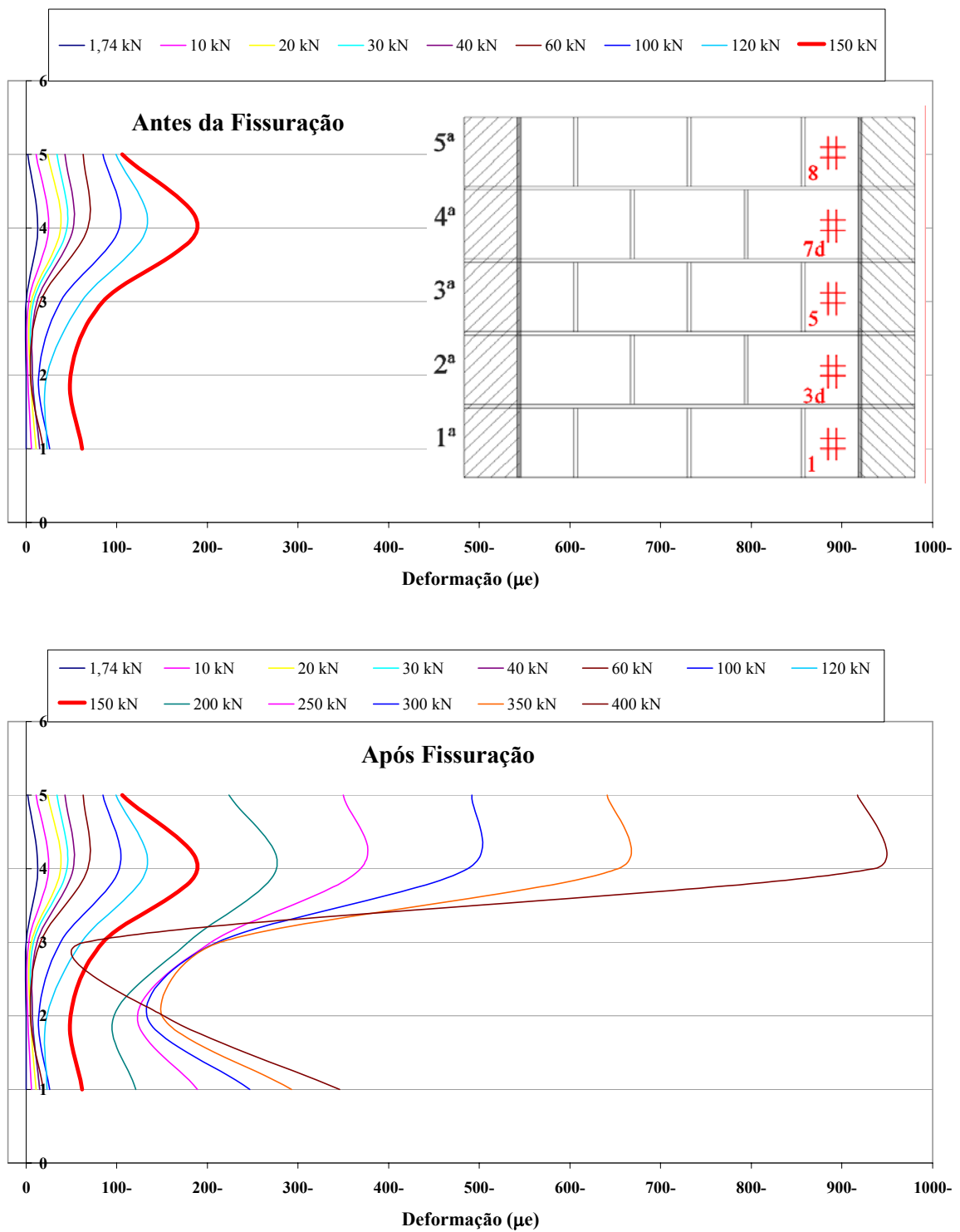


Figura 10.11 – Deformações nos extensômetros da parede central

De acordo com os gráficos apresentados, observa-se que as deformações no trecho inferior da parede central, reduziram significativamente em relação ao trecho superior, tal fato

pode ser explicado pela transferência das cargas da parede central para as paredes laterais, através dos blocos contrafiados.

Observa-se também que após a fissuração (figura 10.11), as deformações registradas nos extensômetros pertencentes à área principal de transferência de cargas (figura 10.13), correspondentes a 4ª e 5ª fiadas (nº 7d e 8 respectivamente), tenderam a se uniformizar.

As figuras a seguir ilustram a paridade de deformações entre os extensômetros, à carga de 100 e 275kN. Observa-se que para a carga de 100kN, houve uma semelhança de valores de deformações entre os extensômetros que se encontravam a uma inclinação de aproximadamente 50° com a vertical, enquanto que para a carga de 275kN essa semelhança de valores ocorreu em torno de 40°.

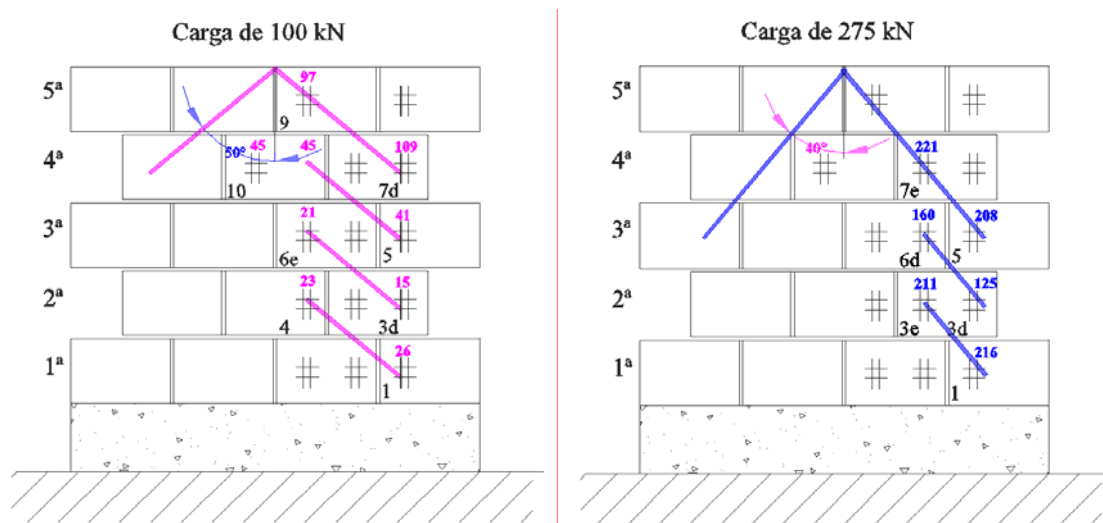


Figura 10.12 – Bielas de compressão com inclinação aproximada de 45°

De acordo com as figuras apresentadas, observou-se que surgiram bielas de compressão a uma inclinação de aproximadamente de 45° com a vertical (figura 10.12). A constatação deste fato vem confirmar os resultados apresentados por SILVA (2003), em que o autor chegou à conclusão semelhante em ensaios de painéis em formato H com blocos cerâmicos.

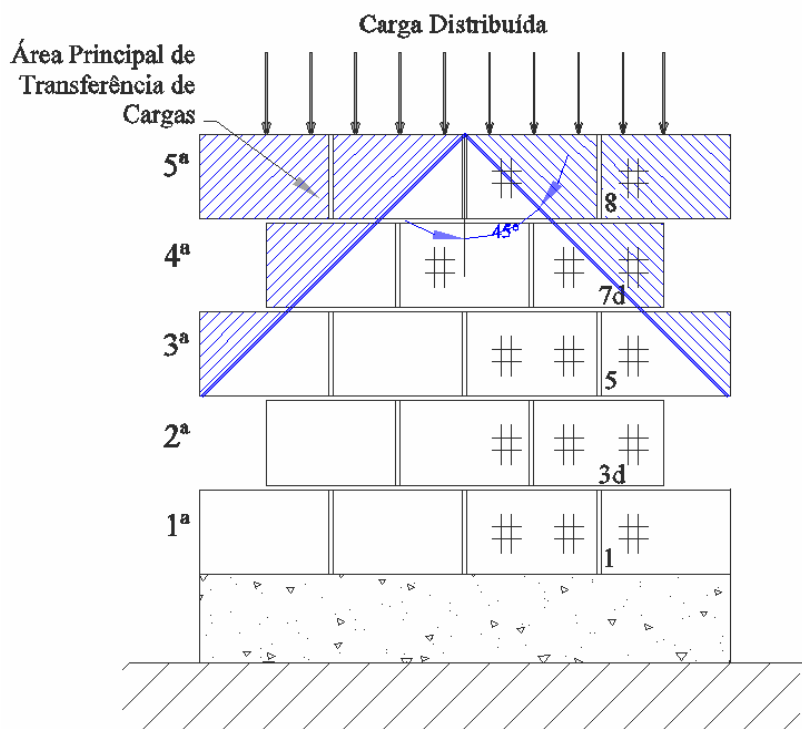


Figura 10.13 – Inclinação da biela de tensões e Área principal de transferência de cargas

10.2.3 Deformações – Paredes Laterais (Abas)

A figura a seguir ilustra a disposição dos medidores de deformações colados na parede lateral (aba).

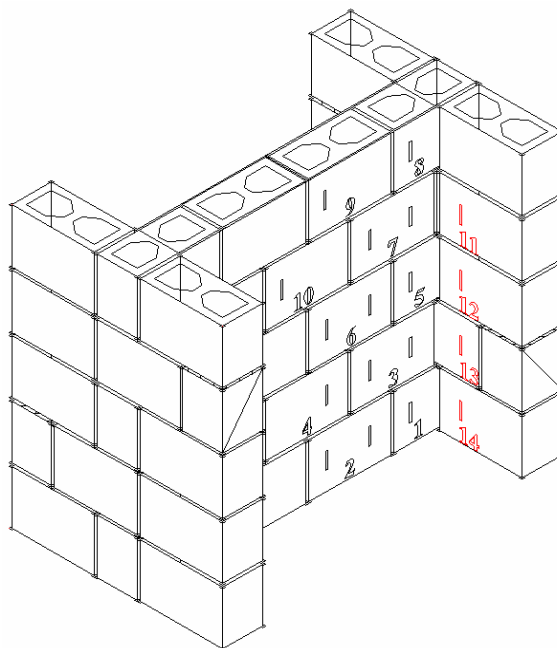


Figura 10.14 – Disposição dos extensômetros na aba

Os gráficos a seguir quantificam as deformações ao longo das fiadas, ocorridas nos extensômetros que estavam fixados na aba lateral, próximo à ligação em estudo. Através desses gráficos, é possível observar que as deformações são maiores no trecho inferior da parede, na altura correspondente às 1ª e 2ª fiadas.

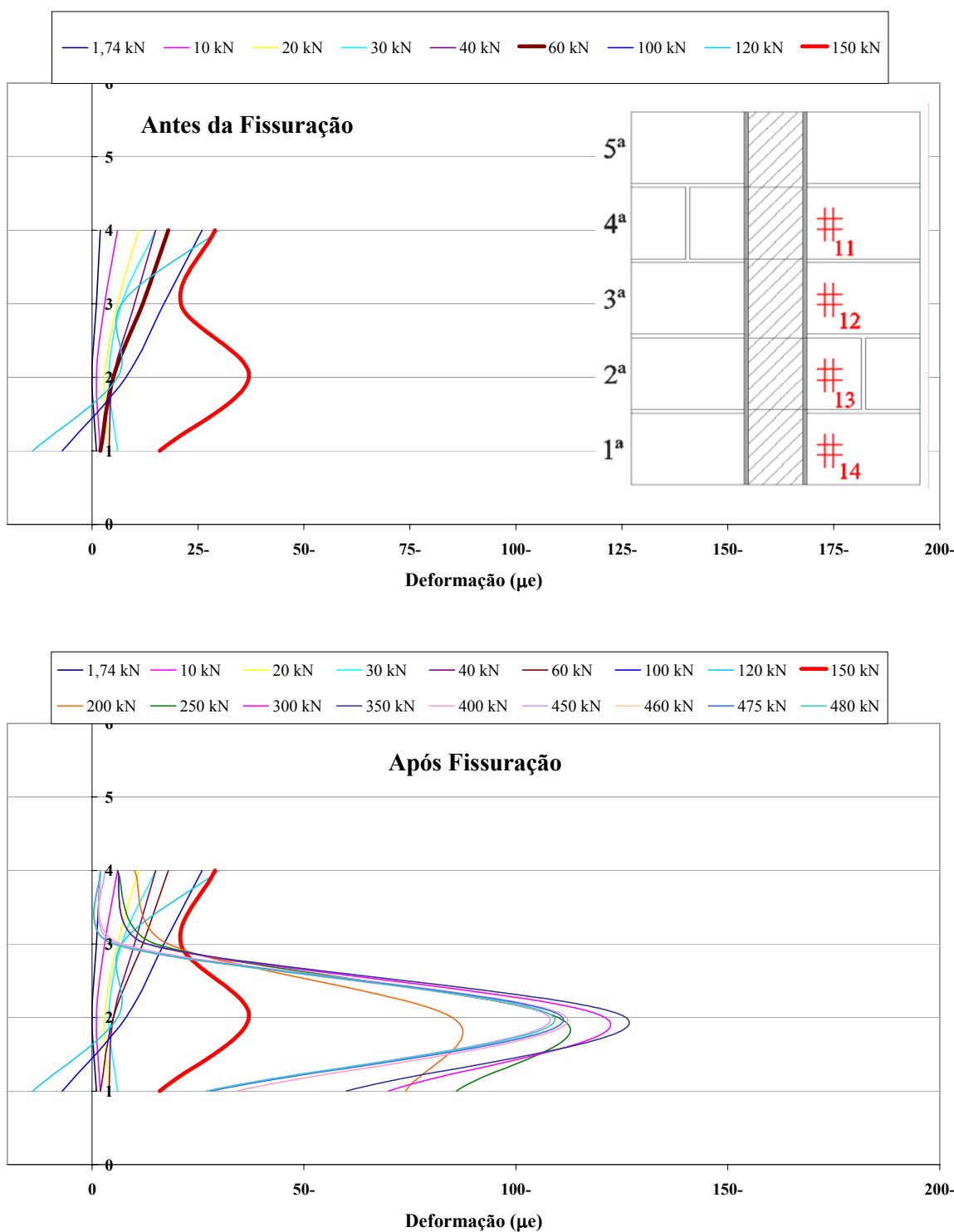


Figura 10.15 – Deformações nos extensômetros da parede lateral (aba)

Para uma melhor visualização e interpretação dos dados obtidos, a parede H foi subdividida em dois trechos, o superior referente a 4ª e 5ª fiadas, e o inferior referente a 1ª e 2ª fiadas. A seguir, são apresentados os gráficos carga x deformação das medidas registradas pelos extensômetros na parede central e na aba.

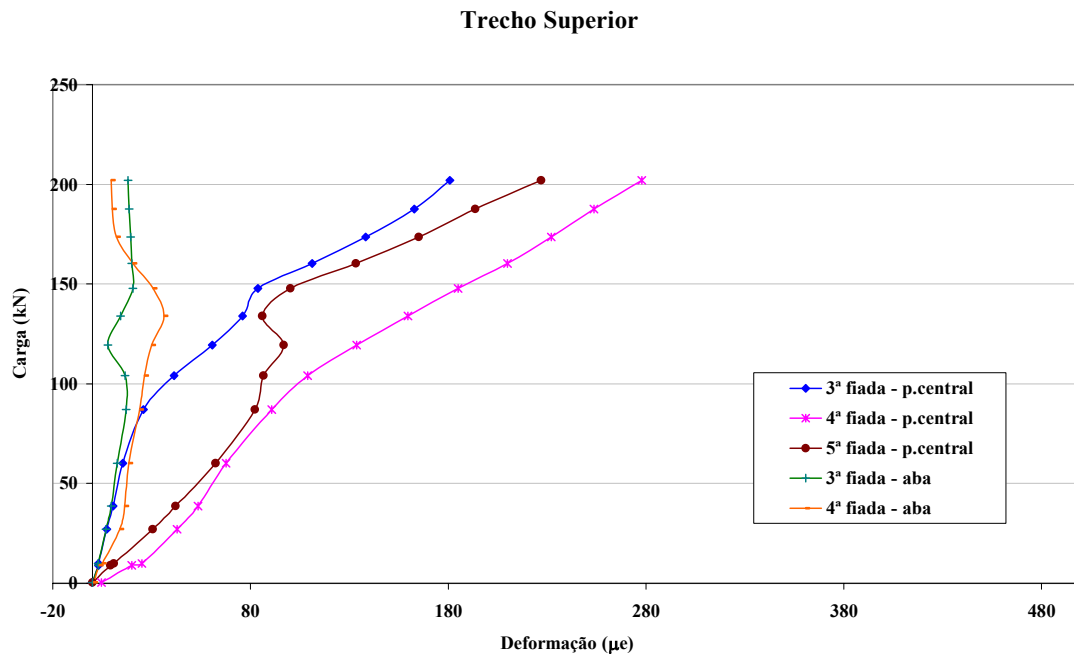


Figura 10.16 – Carga x Deformação – Gráfico comparativo – Parede central e aba

Pode-se dizer que no trecho superior da parede H houve uma diferença significativa entre as deformações ocorridas na parede central e na aba. As leituras de deformações referentes a 3ª e 4ª fiadas da aba, são devidas às transferências de cargas entre as juntas verticais de argamassa e as unidades, sendo portanto de valores pequenos quando comparados com as obtidas na parede central.

No trecho inferior da parede H, ao contrário do ocorrido no trecho superior, houve uma semelhança entre as deformações ocorridas na parede central e na aba. Pode-se dizer que nesse trecho as deformações obtidas foram bastante próximas. Dessa forma, ficou estabelecida a transferência de tensões da parede central para a aba, através da ligação entre as paredes.

Trecho Inferior

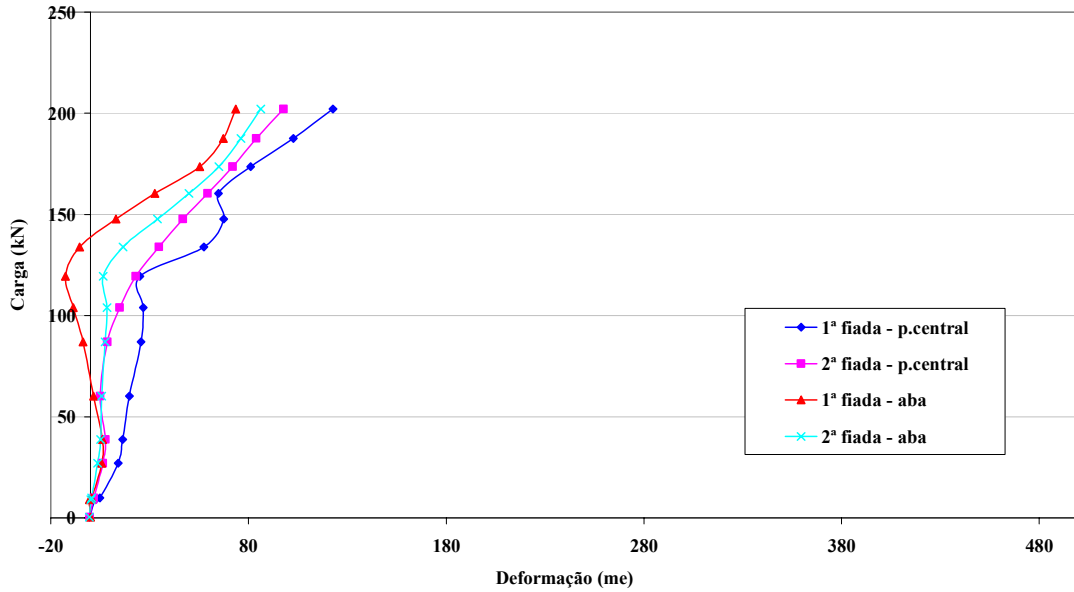


Figura 10.17 – Carga x Deformação – Gráfico comparativo – Parede central e aba

O gráfico a seguir mostra as deformações ocorridas na parede central e abas ao longo da altura das fiadas. As linhas em verde representam as deformações ocorridas na parede central e nas linhas em azul, na aba, os traços mais espessos indicam a carga de fissuração. Através deste gráfico, é possível observar que as deformações estão uniformizadas na base da parede, consolidando a transferência de cargas entre paredes.

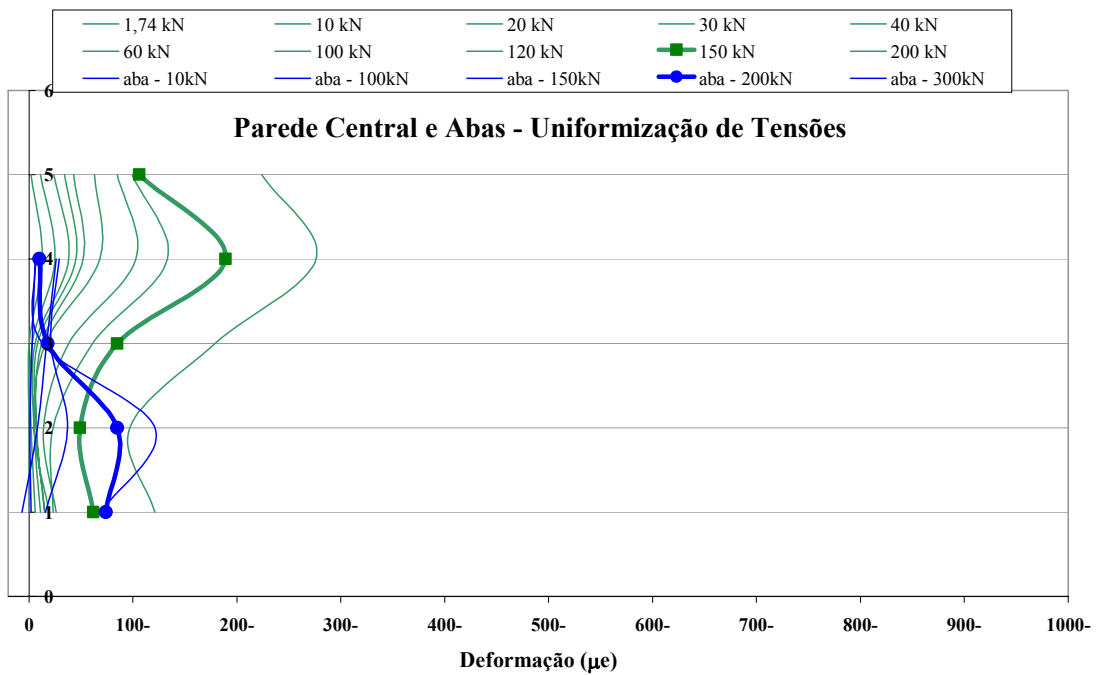


Figura 10.18 – Deformações – Gráfico comparativo – Parede central e aba

Nota-se através das figuras (figura 10.9; figura 10.10; figura 10.11 e figura 10.15) que existe uma grande diferença de comportamento de deformações antes e após a fissuração.

Através de uma análise quantitativa nos dados fornecidos pelos extensômetros, chegou-se à conclusão de que existe um gradiente de transferência de cargas para as paredes laterais, pois com o decorrer do ensaio houve uma redução da capacidade de transferência de cargas (o acréscimo de carga reduziu a taxa de transferência¹ para as abas laterais).

Tal afirmação pode ser esclarecida com os valores das deformações fornecidas pelos extensômetros. Através desses valores, entrou-se na equação do módulo de deformação da alvenaria, obtido nos ensaios de paredes (figura 10.19) e chegou-se à tensão atuante em cada fiada. Multiplicando-se o valor da tensão pela área da parede central, obteve-se a carga atuante por fiada, e dessa maneira, foi avaliado o comportamento das tensões ao longo da altura da parede.

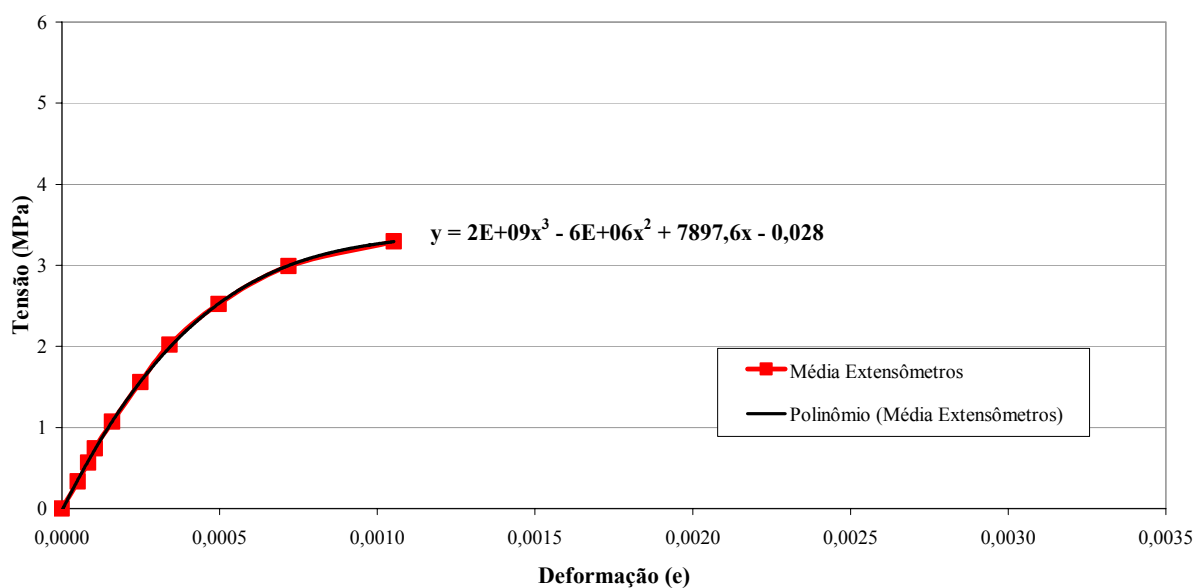


Figura 10.19 – Curva tensão x deformação e equação da curva (ensaio de paredes)

Essa avaliação identificou que, com o aumento do carregamento, as cargas atuantes nas fiadas inferiores da parede central ficavam mais próximas da carga aplicada no topo da

¹ Taxa de Transferência de Cargas é a porcentagem que expressa de quanto da carga aplicada sobre a parede central se transferiu para a aba

parede, e isso revelou uma redução da capacidade de transferência entre as paredes, a tabela a seguir mostra as cargas atuantes na parede central e as porcentagens de transferência para as laterais.

Tabela 10.2 – Cargas na parede central e transferência para as laterais

Carga kN		Taxa de Transferência para as abas (%)
5ª Fiada	1ª Fiada	
53,6	11,3	79%
80,5	17,3	78%
98,9	36,3	63%
145,6	59,7	59%
439,9	260,3	41%
488,7	301,7	38%

Através desses resultados, pode-se dizer que para a carga de serviço de aproximadamente 100kN, a taxa de transferência para as abas é da ordem de 63%.

Nos ensaios das paredes H, verificou-se que, quando a mesma não possuía apoio, a resistência ao cisalhamento das unidades foi o fator limitador da resistência da ligação. Já quando esta era totalmente apoiada, observou-se a existência de um gradiente de transferência de cargas.

10.2.4 1ª Simulação em Elementos Finitos

Para o melhor entendimento e visualização das tensões atuantes nas paredes, o painel em formato H, foi discretizado utilizando-se o software institucional **FEISdec** – *Finite Element for Idealization of Structures: development and execution by computer* – desenvolvido por RODRIGUES (1996). Esse aplicativo, que usa em sua formulação o método dos elementos finitos, contribuiu para o esclarecimento das fissuras ocorridas nas paredes durante o ensaio e, além disso, indicando as direções das tensões principais atuantes na parede, proporcionou uma melhor visualização das regiões de tração e de compressão existentes.

Foi feita uma análise linear, utilizando-se a macro-modelagem da parede H em questão. Nesse tipo de modelagem, a unidade, argamassa e interface são consideradas dispersas no meio contínuo. Dessa forma, considera-se a alvenaria como um meio homogêneo, contínuo e isotrópico. Apesar da macro-modelagem não ser a mais apropriada para uma análise precisa do comportamento das ligações entre as paredes, ela foi empregada apenas com o objetivo de orientar algumas questões que surgiram após os ensaios das paredes. As questões solucionadas foram:

- ✚ a forma de ruptura ficou compreendida com a visualização gráfica das regiões de tração, compressão e direções principais de tensões;
- ✚ as leituras indicadas pelos extensômetros em alguns pontos críticos puderam ser visualizadas graficamente, confirmando os valores das leituras.

A macro-modelagem foi utilizada por ser mais prática em relação à micro-modelagem, apresentando um tempo de processamento reduzido e uma geração de rede mais simples.

Nessa análise linear, as paredes foram discretizadas com o elemento de chapa **CSQ** - *Constant Strain Quadrilateral* -, utilizando-se o valor do módulo de elasticidade da alvenaria obtido nos ensaios das paredes. Na base do painel, foram restringidas as translações dos nós, e a carga foi distribuída somente sobre a parede central, assim como

ocorreu no ensaio. A modelagem foi feita, considerando a unidade, argamassa e interface como um só elemento, e pode ser visualizada na figura a seguir.

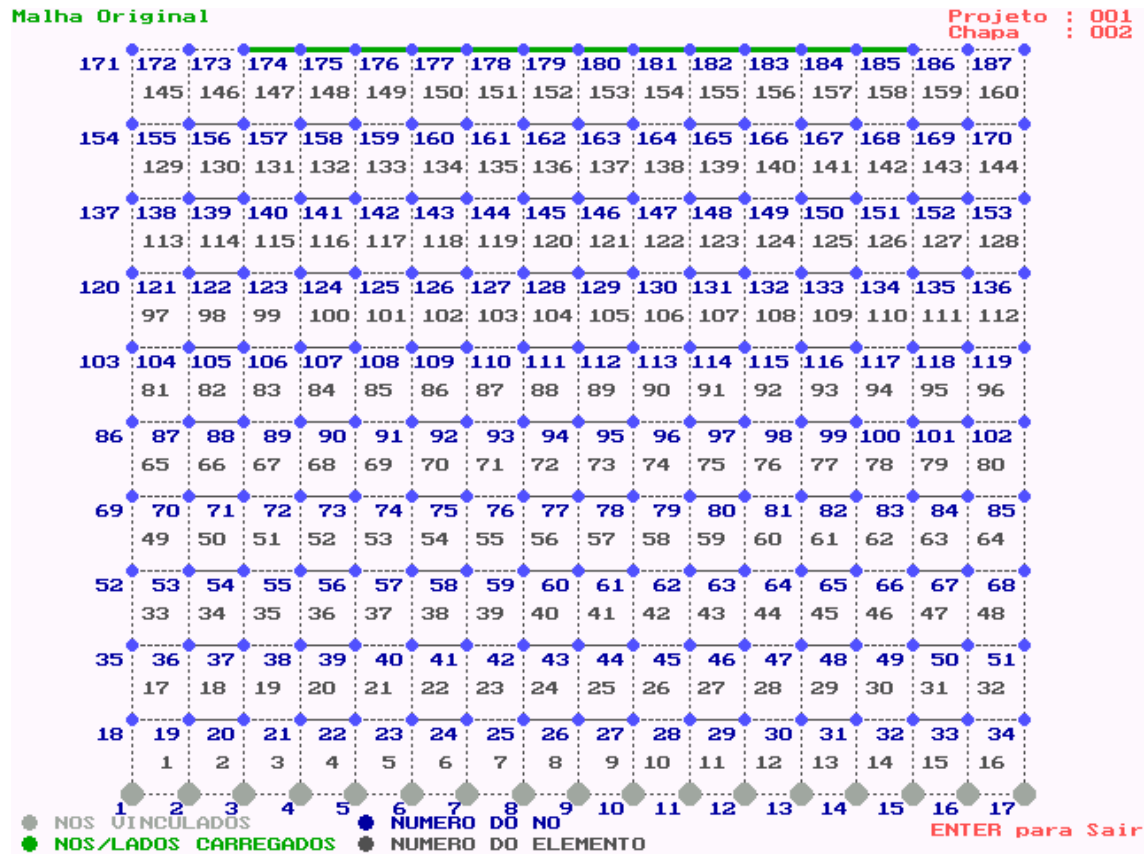


Figura 10.20 – Malha gerada pelo programa FEISdec

As figuras a seguir mostram as direções das tensões principais positivas e negativas. A partir da figura 10.21, observa-se que na região central, correspondente à 2ª e 3ª fiadas, ocorrem as maiores concentrações de tensões de tração. Observa-se também que na ligação entre a parede central e lateral existe a formação de bielas inclinadas de tração. Essas constatações, fornecidas pelo programa, facilitam em muito a compreensão e a caracterização das fissuras que surgiram durante o ensaio.

A partir da figura 10.22 é possível visualizar que na região superior da parede existem grandes diferenças de tensões entre a parede central e aba, enquanto que, na região inferior, ocorre a já elucidada uniformização de tensões. Observa-se também a ocorrência de formação de bielas inclinadas de transferência de cargas entre a parede central e lateral, fato que foi evidenciado pela significativa formação de fissuras durante o ensaio.

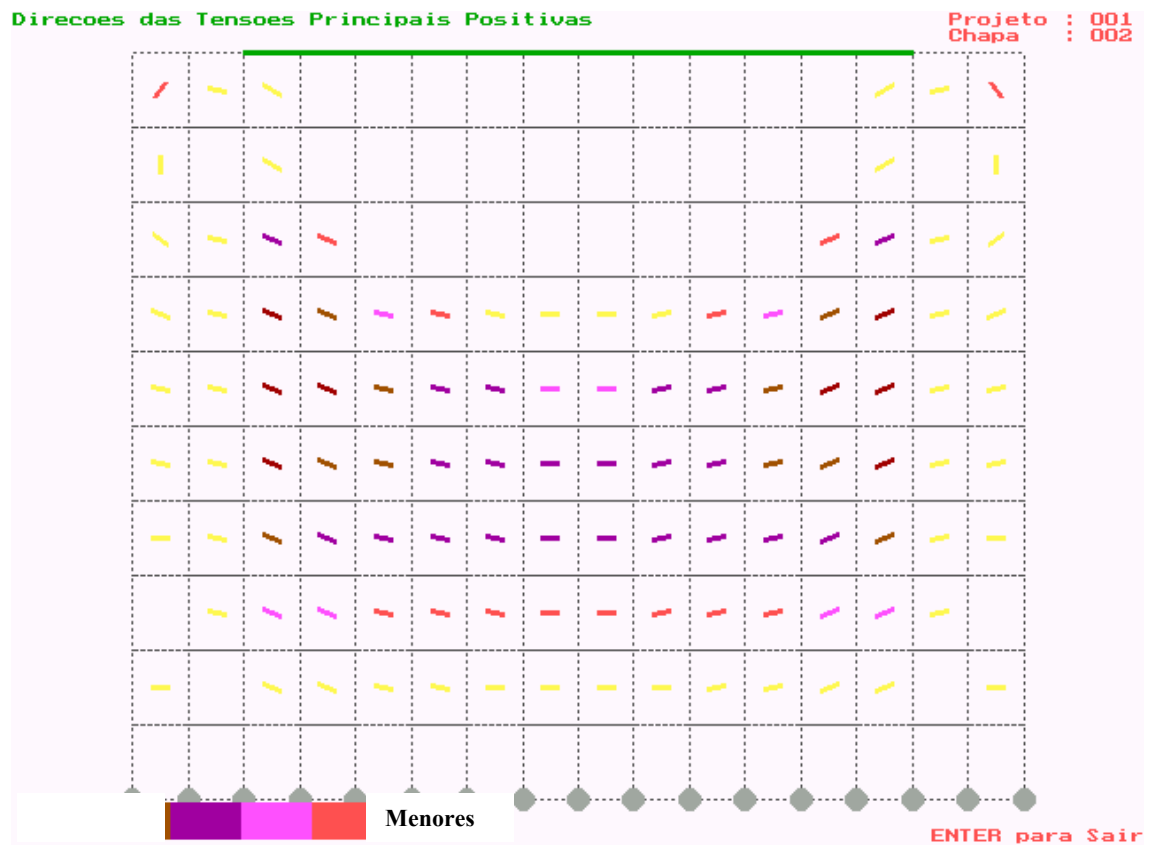


Figura 10.21 – Direções das Tensões Principais Positivas

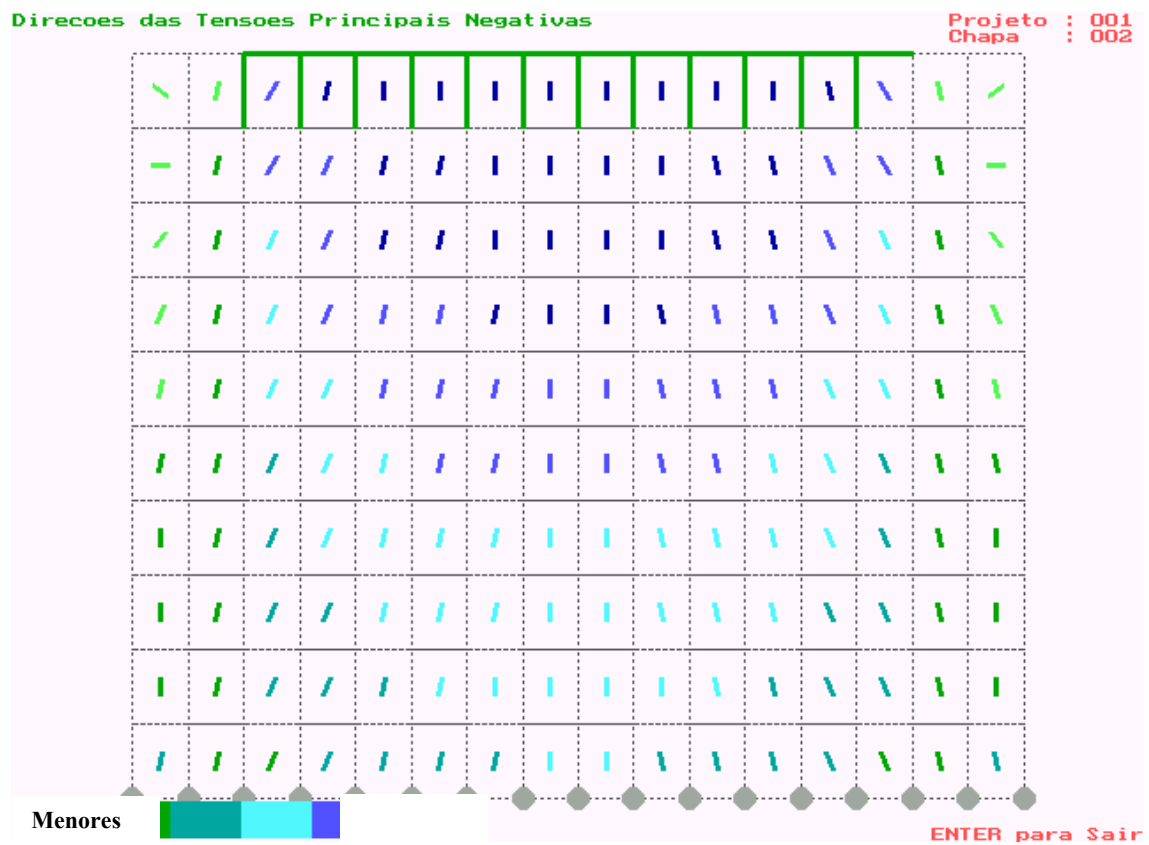


Figura 10.22 – Direções das Tensões Principais Negativas

10.2.5 Forma de Ruptura Apresentada

As figuras apresentadas a seguir mostram os detalhes da forma de ruptura, e complementam as ilustrações geradas pela saída gráfica da 1ª simulação em elementos finitos descritas no item anterior.

- 1º instante – Formação de fissuras na região da ligação entre as paredes, seguida por esmagamento da junta de argamassa entre 3ª e 4ª fiadas.



Figura 10.23 – Formação de fissuras na região da ligação

- 2º instante – Ruptura da ligação entre a parede central e lateral, e na região central correspondente à junta de argamassa entre a 3ª e a 4ª fiadas. Sempre houve a ruptura ao cisalhamento nas unidades contrafiadas.



Figura 10.24 – Instante da ruptura 1



Figura 10.25 – Instante da ruptura 2

Para os painéis em formato H, a ruptura foi sempre frágil, caracterizando-se pelo desprendimento total de um flange, com ou sem desmonte.

Em posse dos resultados numéricos e as formas de ruptura apresentadas, é possível dizer que a transferência de cargas entre as ligações diretas existiu de forma eficiente, fato que foi evidenciado por dois fatores:

- ✚ uniformização das deformações na base das paredes (central e aba)
- ✚ mecanismo de ruptura apresentado, que evidencia a transferência de cargas da parede central para as laterais.

10.2.6 Comportamento Experimental de Transferência de Cargas

Através dos valores fornecidos pelos extensômetros, entrou-se na equação do módulo de deformação da alvenaria, obtido nos ensaios das paredes (figura 10.19), e chegou-se a tensão atuante em cada fiada. Multiplicando-se o valor da tensão pela área da parede central, obteve-se a carga atuante por fiada, e dessa maneira, foi montado o gráfico a seguir. A partir das análises anteriores, juntamente com os dados fornecidos por este gráfico, será apresentada a descrição do comportamento experimental de transferência de cargas entre as paredes interligadas.

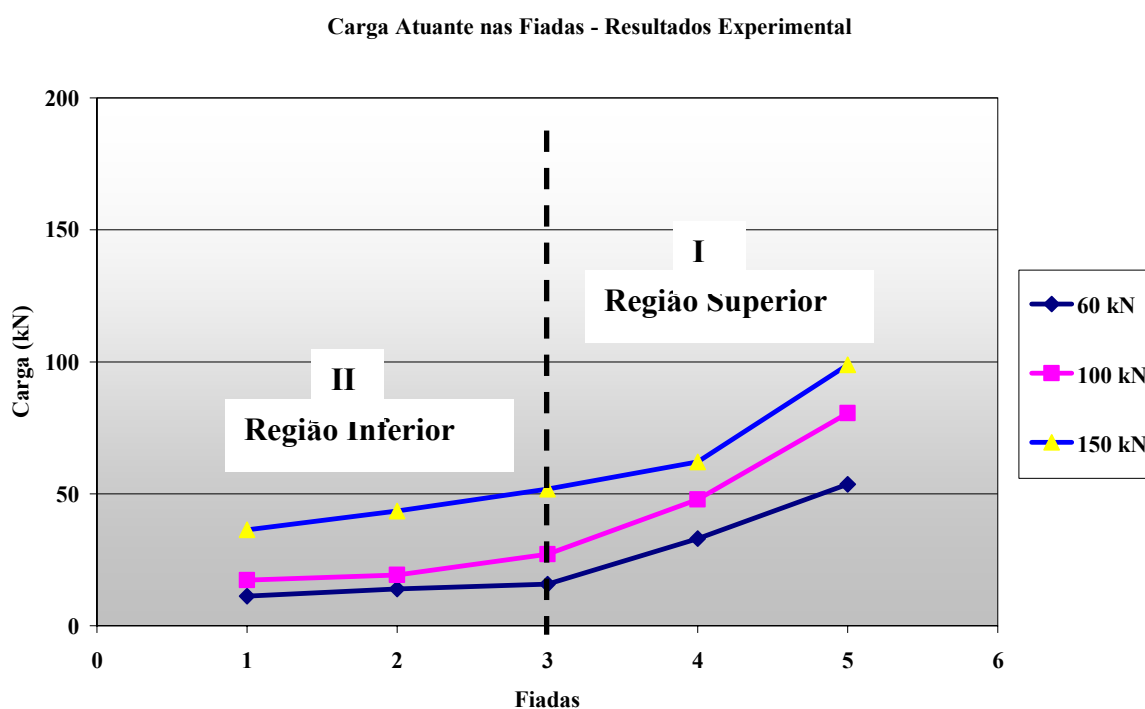


Figura 10.26 – Carga atuante por fiada – Regiões de transferência

De acordo com este gráfico, ficam evidentes dois momentos bem distintos durante o ensaio. O primeiro momento é pertencente à região superior da parede, entre a 3ª e 5ª fiadas. Nessa região da parede, a diferença de valores entre a fiada de aplicação da carga (5ª fiada) e a fiada intermediária (3ª fiada), indica que houve uma grande variação, ou seja, ocorreu uma grande transferência de cargas da parede central para as abas. Essa taxa de transferência foi da ordem de 66% para a carga de 100kN.

O segundo momento é pertencente à região inferior da parede, até a 3ª fiada, onde as cargas atuantes seguem uma tendência linear, próxima de uma reta. Nesse trecho, pode-se dizer que as transferências entre as paredes já estão uniformizadas, não havendo mais colaboração significativa das abas na parede central. A taxa de transferência para uma carga aplicada de 100kN, foi da ordem de 36%, praticamente a metade da ocorrida no trecho superior.

A partir das observações desse comportamento diferenciado entre a região inferior e superior, juntamente com as constatações de que as cargas espraíam em um ângulo de inclinação de aproximadamente 45°, e pelas analogias entre cargas de ruptura, fornecidas pelos painéis de paredes simples e com abas, é apresentado o comportamento experimental de transferência de cargas entre as paredes (figura 10.27):

- ✚ as cargas aplicadas no vão central da parede em formato H, se espraíam segundo um ângulo de aproximadamente 45°, e é formada a chamada **área principal de transferência de cargas**. É nessa região que ocorrem as principais transferências de cargas para as paredes laterais, e é por esse motivo, que existe uma grande diferença entre os valores de cargas atuantes nessas fiadas superiores;
- ✚ as cargas atuantes na região inferior da parede são uniformizadas devido à geometria da parede, e a inclinação da distribuição de cargas e
- ✚ a resistência ao cisalhamento da unidade é um fator determinante nesse processo de transferência, uma vez que foi correlacionada com a carga de ruptura do painel.

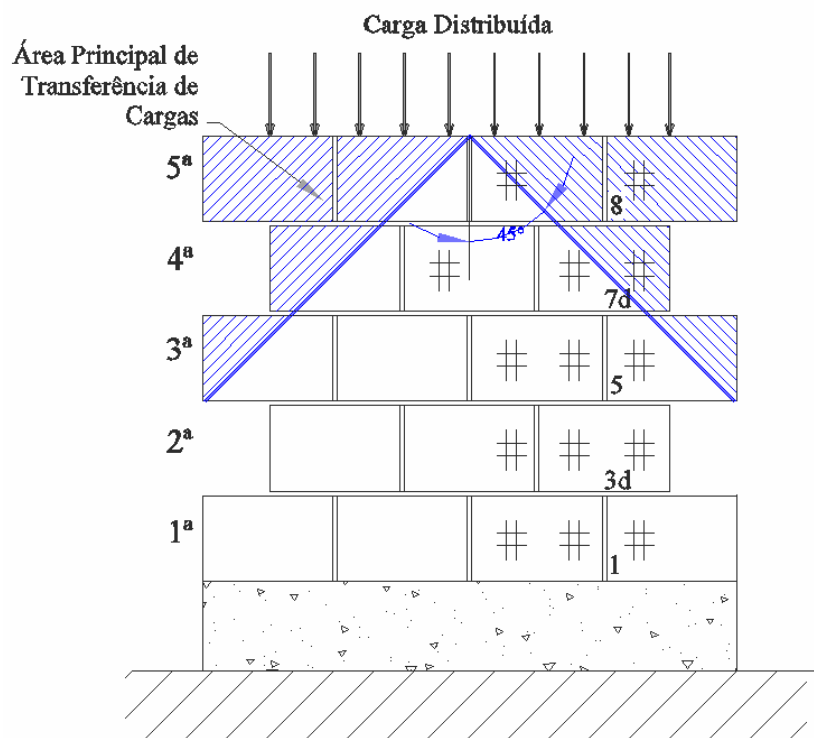


Figura 10.27 – Transferência de Cargas nos Painéis

10.2.7 2ª Simulação em Elementos Finitos – Análise Linear – SAP 2000

Para validar e correlacionar o modelo experimental encontrado, foi feita uma análise numérica, através da utilização de um software de elementos finitos, no caso, o SAP 2000. Para tanto, foram idealizados alguns modelos e feitas várias considerações, de modo que os resultados numéricos das discretizações refletissem, da melhor maneira possível, o comportamento experimental da parede.

Em todos os modelos:

- a modelagem utilizada foi a macro modelagem, isto é, a unidade, argamassa e interface foram consideradas como um só elemento;
- as translações dos nós da base do painel na direção de aplicação da carga foram restringidas;
- a carga foi aplicada sobre uma viga metálica de grande rigidez, somente sobre a parede central, assim como ocorreu no ensaio;
- os blocos correspondentes à 5ª fiada das paredes laterais foram retirados da modelagem. Isso porque, no modelo experimental, a única forma de transferência de cargas para as paredes laterais nessa 5ª fiada, era devida às juntas verticais de argamassa, que na prática não forneciam o mínimo de resistência para uma transferência efetiva como ocorreu com blocos contrafiados;
- coeficiente de Poisson = 0,20;
- espessura da parede = 14 cm
- as deformações foram extraídas da parede central na região próxima a ligação contrafiada e
- aplicação de carga no regime elástico, antes da fissuração da alvenaria

1º Modelo (SAP 1):

Elementos de discretização: Shell

Tipo de carga aplicada: Distribuída

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade*: 6307 MPa

* Esse valor foi extraído do ensaio de caracterização da alvenaria, ensaio em paredes

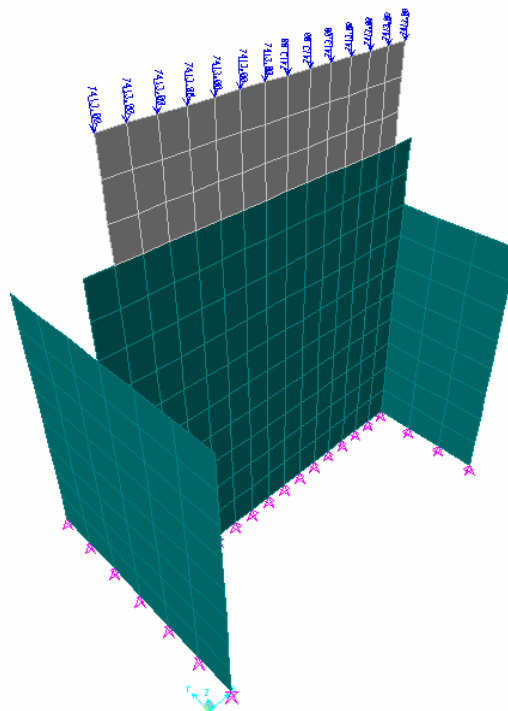


Figura 10.28 – Discretização 1, Elementos de Shell

2º Modelo (SAP 2):

Elementos de discretização: Shell

Tipo de carga aplicada: Distribuída

Consideração entre intersecções de paredes: Alguns blocos retirados (Parcialmente interligadas)

Módulo de Elasticidade: 6307 MPa

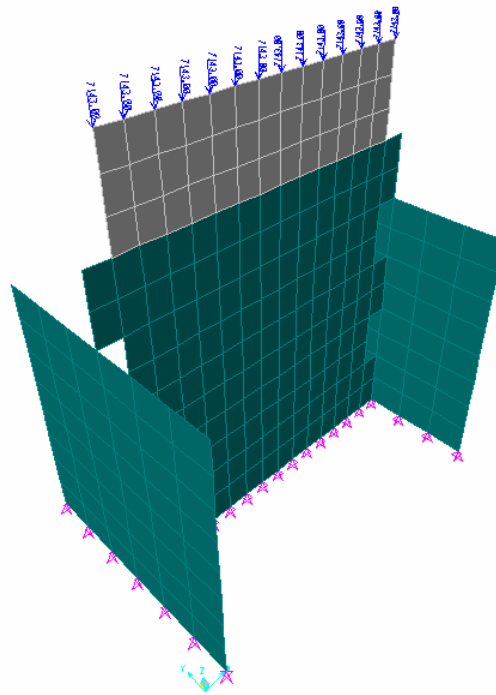


Figura 10.29 – Discretização 2, Elementos de Shell

A partir de uma análise prévia entre o 1º e 2º modelo, evidenciou-se que a consideração de intersecção de paredes, retirando alguns blocos, distanciou-se dos valores experimentais, portanto foi desconsiderada para os próximos modelos.

3º Modelo (SAP 3):

Elementos de discretização: Shell

Tipo de carga aplicada: Carga Pontual Centralizada

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade: 6307 MPa

4º Modelo (SAP 4):

A única diferença para o modelo anterior (3º modelo) foi o módulo de elasticidade que agora foi tomado em relação ao valor obtido pelos extensômetros no ensaio dos blocos.

Elementos de discretização: Shell

Tipo de carga aplicada: Carga Pontual Centralizada

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade^{**}: 9304 MPa

^{**} Esse valor foi extraído do ensaio de caracterização da alvenaria, ensaio em Blocos

5º Modelo (SAP 5):

Elementos de discretização: Sólidos

Tipo de carga aplicada: Carga Pontual Centralizada

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade: 6307 MPa

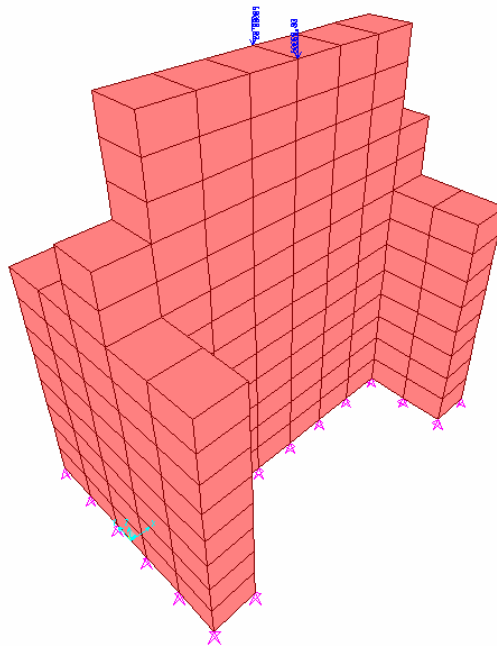


Figura 10.30 – Discretização 5, Elementos de Sólido

6º Modelo (SAP 6):

Esta foi a modelagem que apresentou a melhor semelhança de deformações com as obtidas no ensaio experimental. A única diferença deste para o modelo anterior (5º modelo) foi o módulo de elasticidade que agora foi tomado em relação ao valor obtido pelos extensômetros nos ensaios dos blocos.

Elementos de discretização: Sólidos

Tipo de carga aplicada: Carga Pontual Centralizada

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade: 9304 MPa

7º Modelo (SAP 7):

Neste modelo, foram retirados os blocos das fiadas superiores que estavam em condição de junta a prumo, isso foi feito porque os mesmos não possuíam capacidade de transferência de cargas, uma vez que eles estavam ligados à parede central somente pela junta vertical de argamassa.

Elementos de discretização: Sólidos

Tipo de carga aplicada: Carga Pontual Centralizada

Consideração entre intersecções de paredes: Totalmente interligadas

Módulo de Elasticidade: 9304 MPa

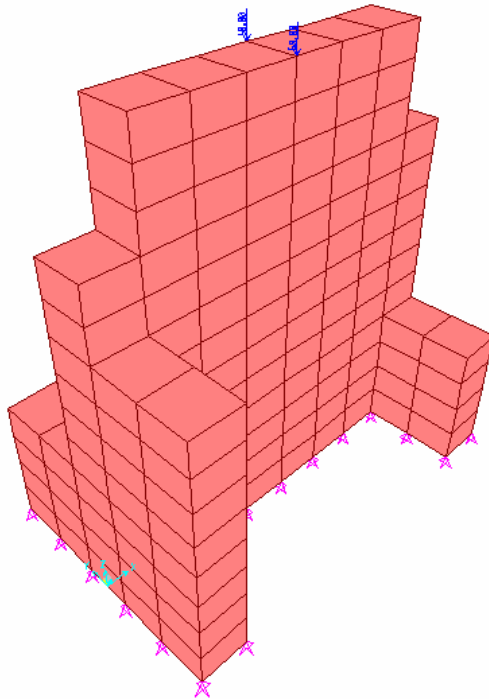


Figura 10.31 – Discretização 7, Elementos de Sólido

As medidas das deformações, obtidas experimentalmente, e as fornecidas por cada modelo discretizado, foram agrupadas em gráficos que são mostrados a seguir. Para uma melhor análise e visualização dos dados, as deformações foram representadas em diferentes níveis de cargas. Procurou-se trabalhar com as cargas até o momento da fissuração, que foi em torno de 150kN.

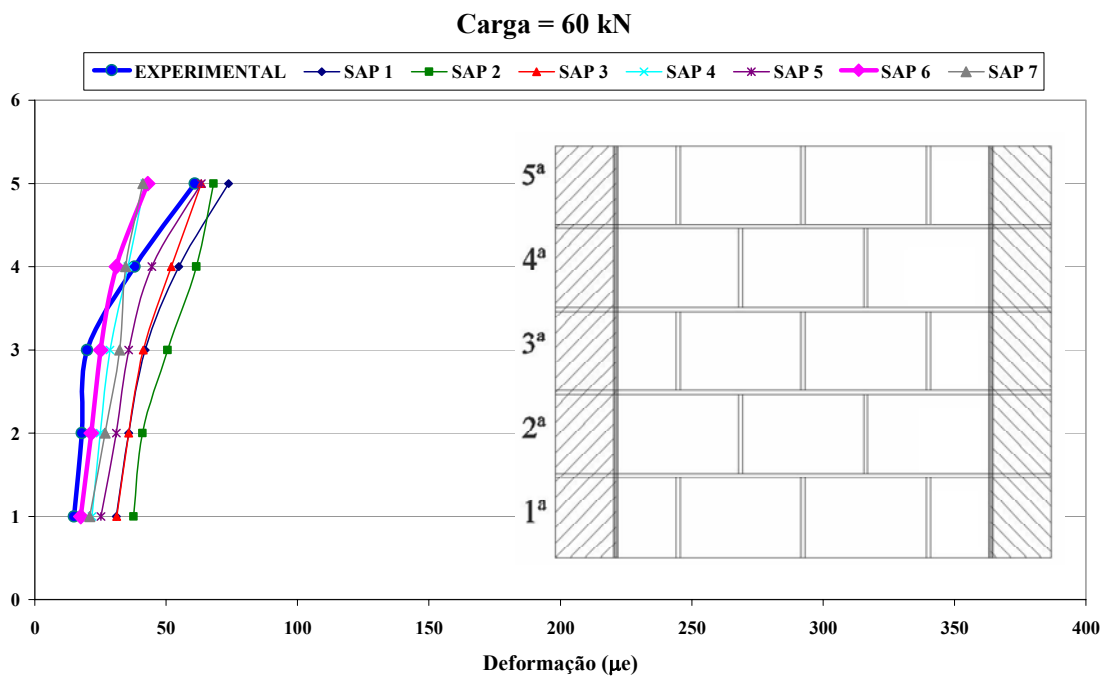


Figura 10.32 – Comparação das Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 60 kN

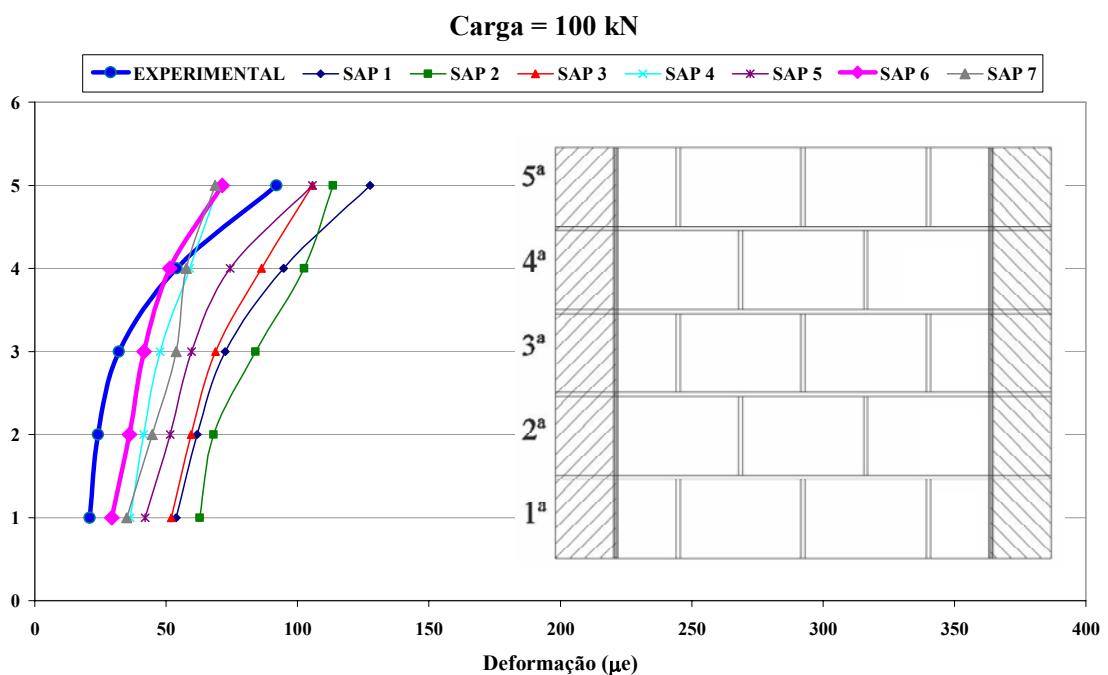


Figura 10.33 – Comparação de Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 100 kN

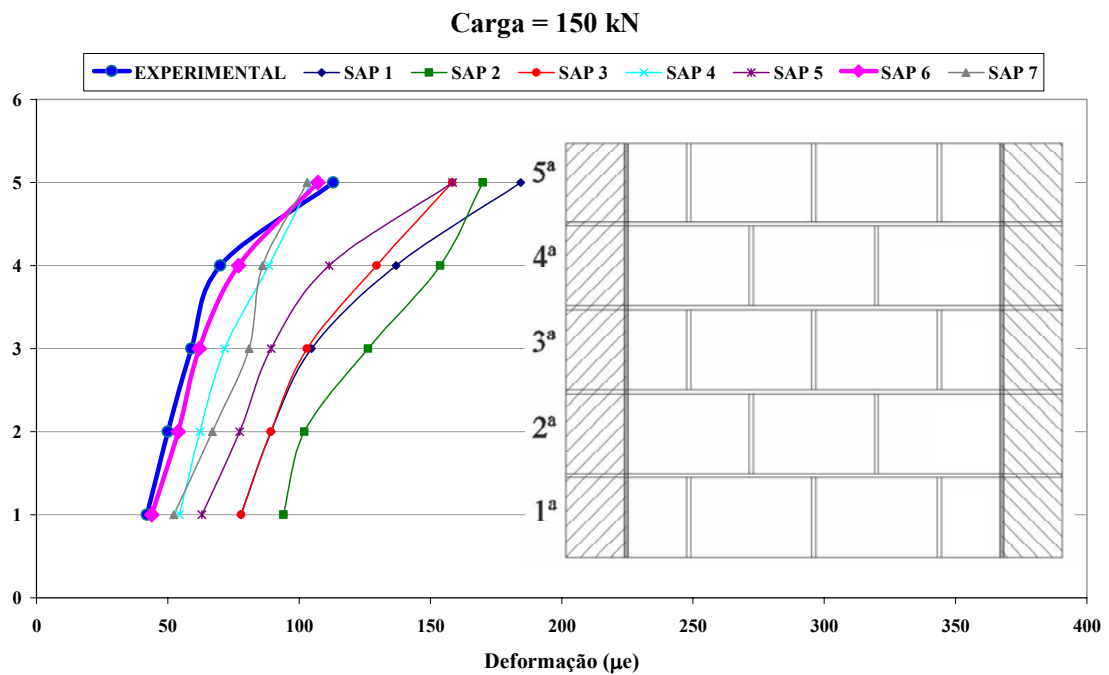


Figura 10.34 – Comparação de Deformações Experimentais e obtidas na modelagem, Carga de 150 kN

Através destes gráficos pode-se observar que a modelagem SAP 6, foi a que apresentou a melhor correlação de comportamento com o modelo experimental.

Através dos valores médios em cada fiada, registrados pelos extensômetros, entrou-se na equação do módulo de deformação da alvenaria, obtido nos ensaios de paredes (figura 10.19) e chegou-se à tensão média atuante em cada fiada. Multiplicando-se o valor dessa tensão pela área da parede central, obteve-se a carga atuante por fiada, e dessa maneira, foi obtido o gráfico comparativo entre a modelagem SAP 6 e experimental, (figura 10.35).

Para efeito de comparação, a carga aplicada de 150 kN foi a mais representativa, pois até mesmo a taxa de transferência para as abas foi semelhante ao ensaio experimental, na ordem de 60%.

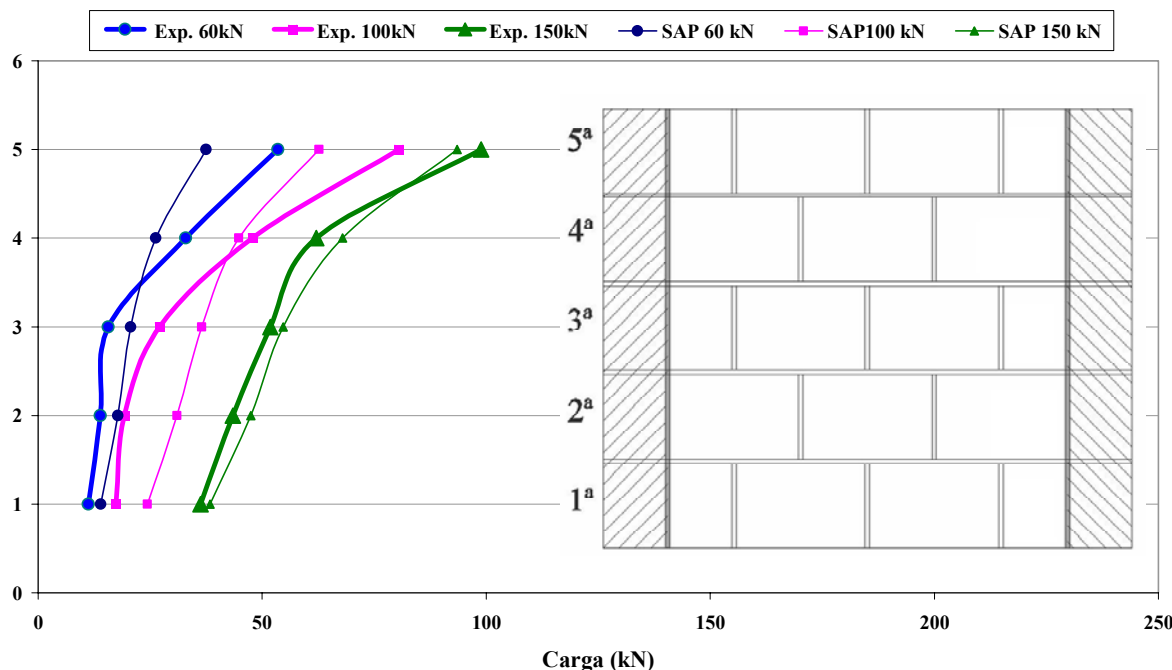


Figura 10.35 – Comparação SAP 6 e Experimental, Carga Atuante nas Fiadas

Uma vez estabelecida essa correlação de comportamento, entre o ensaio experimental e a modelagem através do software, foi possível avaliar a influência de algumas características geométricas da parede, tais como a altura e comprimento do vão central.

Através dessas novas modelagens, observou-se que quando se aumenta em duas vezes o comprimento do vão central (Vão 2X), passando de 90 cm para 180cm, as abas apresentam uma menor contribuição na distribuição das cargas, e a taxa de transferência é da ordem de 36%. E quando se aumenta em quatro vezes o comprimento vão central (Vão 4X), passando de 90 cm para 360cm, a taxa de transferência é da ordem de 28%.

Já quando se aumenta a altura da parede em duas vezes (Altura 2X), passando de 100 cm para 200 cm, ocorre o mesmo comportamento proposto no presente trabalho, isto é, as cargas se espraiam a 45° para as paredes laterais, e devido a geometria da parede, as cargas tendem a se uniformizar nas fiadas inferiores. O gráfico a seguir mostra as extrapolações feitas no programa.

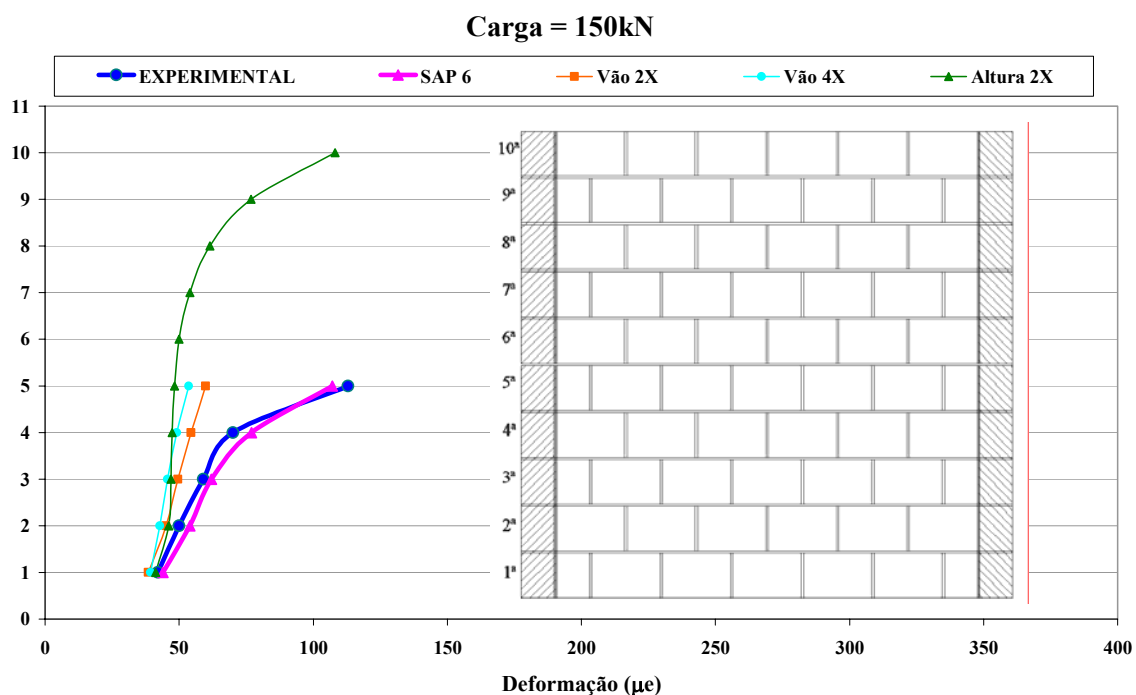


Figura 10.36 – Extrapolações Numéricas, Carga de 150 kN

Para um determinado nível de carregamento, a taxa de transferência pode ser estimada e comparada, como foi feito para a carga de 150kN. A tabela a seguir ilustra essa comparação.

Tabela 10.3 – Cargas na parede central e transferência para as laterais

Carga	Taxa de Transferência
150 kN	para as abas (%)
Experimental	59%
SAP 6	59%
Altura 2X	62%
Vão 2X	36%
Vão 4X	28%

Procurando melhor compreender o efeito da relação altura x comprimento da parede central, na taxa de transferência do carregamento, o modelo com vão (Vão 2X) foi processado novamente, agora para um carregamento de 300kN, e o modelo (Vão 4X) para um carregamento de 600kN, de modo a manter o mesmo nível de tensão na 5ª fiada,

ambos com o modelo SAP 6. Os resultados obtidos mostraram para o modelo (Vão 2X) uma taxa de transferência de aproximadamente 34%, e, para o modelo (Vão 4X), um valor de aproximadamente 26%, indicando assim que para relações comprimento x altura da parede central superiores a 2, o nível do carregamento aplicado pouco influi na taxa final de transferência.

A partir de todos os resultados e as formas de ruptura apresentadas, foi possível observar que:

- ✚ a partir de um dado nível de carregamento, ocorreu uma uniformização das deformações na base das paredes (central e aba);
- ✚ o mecanismo de ruptura apresentado, que evidencia a transferência de cargas da parede central para as laterais, deu-se pela formação de bielas com inclinação de aproximadamente 45°;
- ✚ foi possível reproduzir os resultados experimentais, através da modelagem numérica;
- ✚ para painéis de relação comprimento x altura não superiores a dois, a Taxa de Transferência do carregamento depende do nível da carga imposta. Além dessa relação, a modelagem numérica empregada mostrou que a taxa de transferência permanece praticamente inalterada e
- ✚ a taxa de transferência do carregamento depende da resistência ao cisalhamento das unidades contrafiadas.

II Escala Reduzida

10.3 Paredes H Tipo 1

10.3.1 Analogia entre as Cargas de Ruptura

As cargas de ruptura apresentadas foram:

- painel de parede em formato H tipo 1 (sem apoio na base) → Ruptura = 26kN
- ensaio ao cisalhamento das unidades → Ruptura = 1,92kN

Apesar da forma de ruptura se assemelhar com a ocorrida na escala real e também com o ensaio ao cisalhamento nas unidades reduzidas, não foi possível obter uma correlação numérica similar à obtida em escala real. Um fator que pode ter influenciado essa diferença, a exemplo do ocorrido nas paredes simples, talvez tenha sido o tipo de cura empregada para as duas escalas. O anexo II fornece os dados obtidos em um trabalho complementar para verificação da influência da cura da argamassa.

10.3.2 Deformações na Parede Central

A seguir são apresentados os gráficos, obtidos através da instrumentação por extensômetros até o momento da fissuração interna, à carga de aproximadamente 15 kN. Foi fixada uma carga de leitura e a partir desta foram tomadas as deformações nos extensômetros de cada fiada.

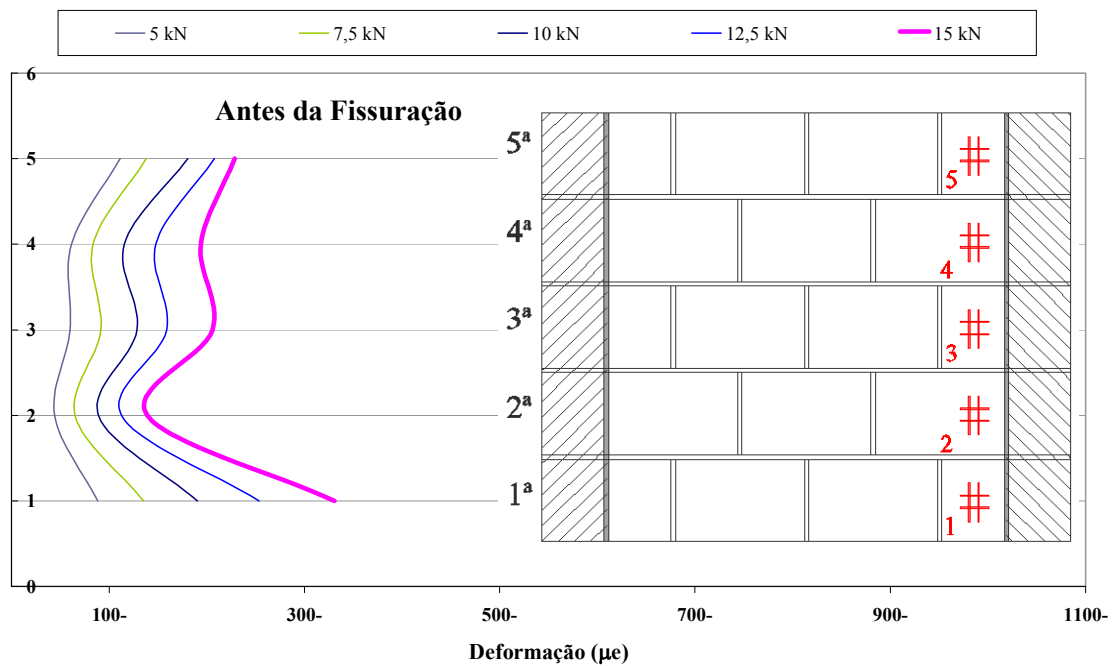


Figura 10.37 – Deformações nos extensômetros da parede central

O comportamento dessa parede foi diferente do ocorrido na escala real, isso pode ser justificado pela influência das juntas verticais de argamassa que foram curadas e apresentaram maior resistência ao cisalhamento.

10.3.3 Deformações nas Paredes Laterais (Abas)

Os gráficos a seguir quantificam as deformações ocorridas nos extensômetros que estavam fixados na aba. Através desses gráficos, é possível observar que as deformações são maiores no trecho inferior da parede, principalmente na 1^a fiada.

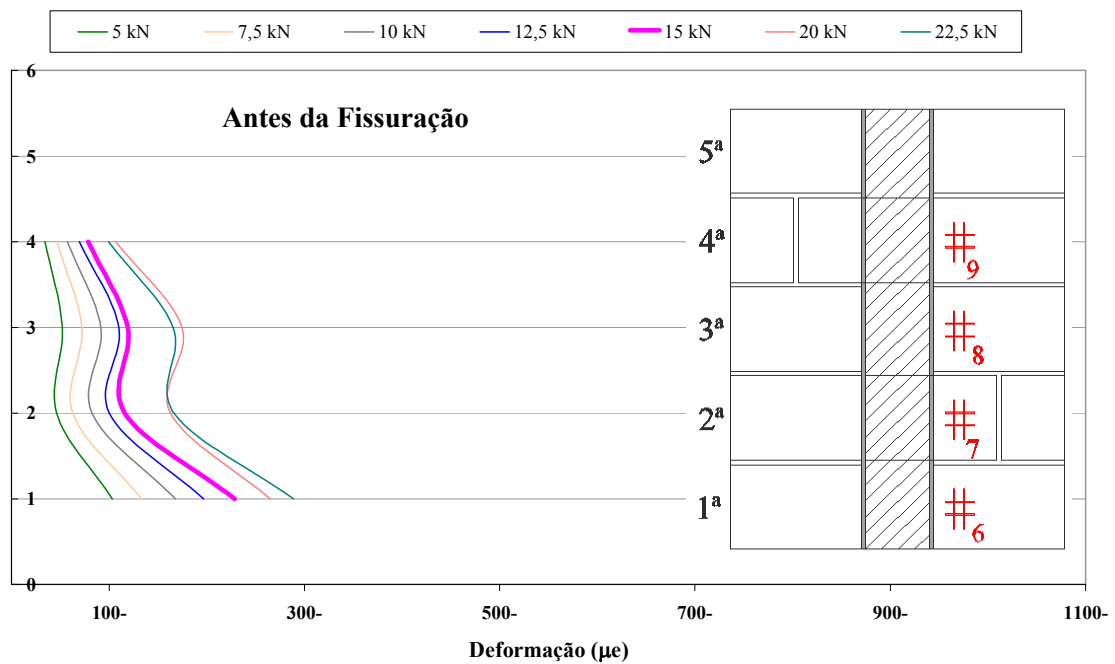


Figura 10.38 – Deformações nos extensômetros da parede lateral

O gráfico a seguir mostra as deformações ocorridas na parede central e abas ao longo da altura das fiadas. As linhas em verde representam as deformações ocorridas na parede central, e nas linhas em azul, na aba, os traços mais espessos indicam a carga de fissuração interna.

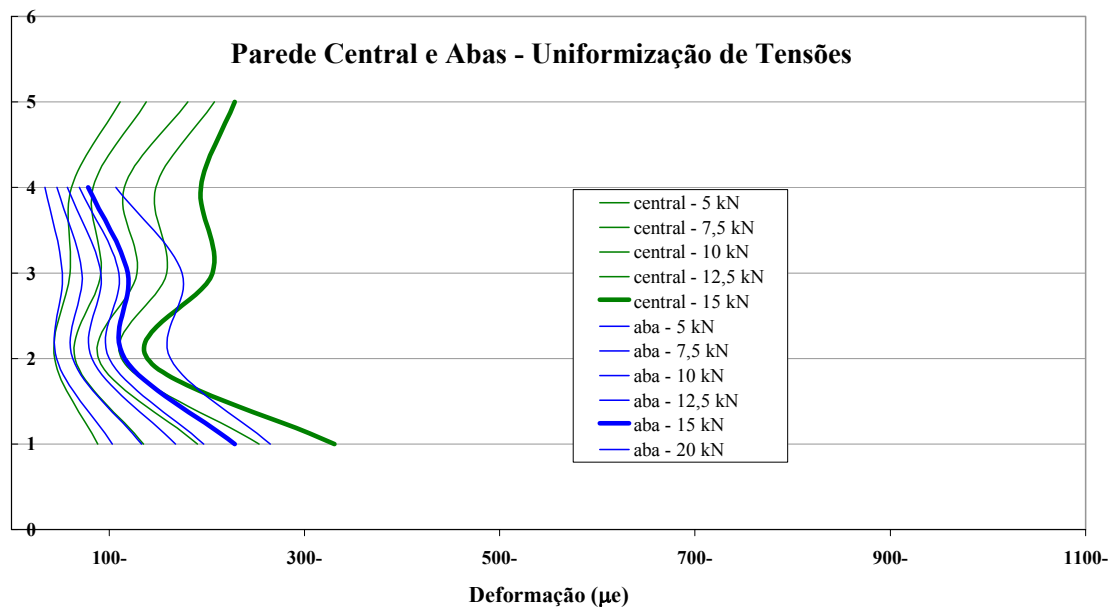


Figura 10.39 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas

10.3.4 Correlação entre Escalas – Paredes H tipo 1

Deve ser observado, na figura a seguir, que as cargas indicadas para as duas escalas não conduzem ao mesmo nível de tensão aplicada nas paredes.

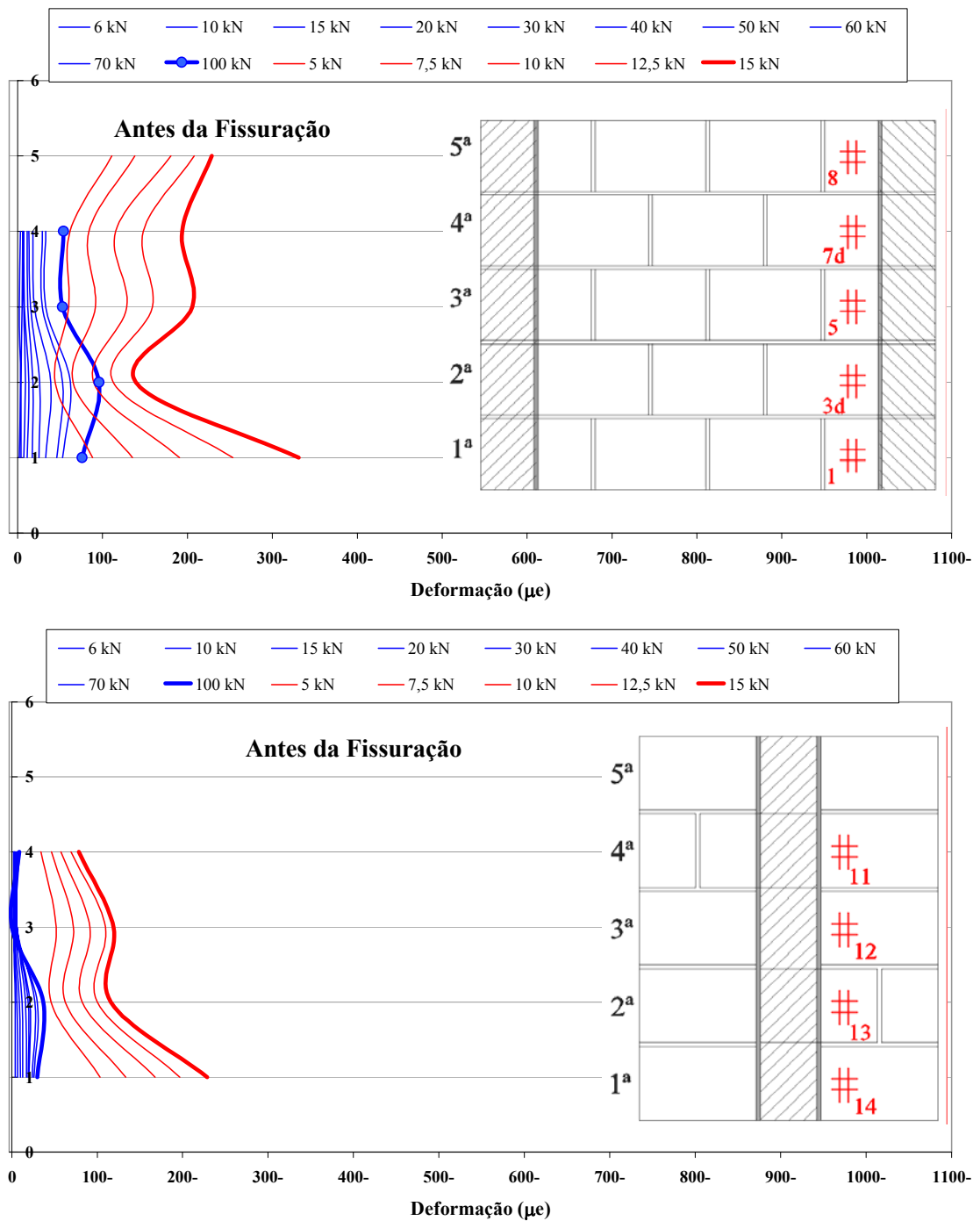


Figura 10.40 – Deformações nos extensômetros – parede central e abas

10.4 Paredes H Tipo 2 (apoiadas)

10.4.1 Analogia entre as Cargas de Ruptura

As cargas de ruptura apresentadas foram:

- painel de parede simples → Ruptura = 37kN
- painel de parede em formato H tipo 2 (base apoiada) → Ruptura = 42,4 kN

Pode-se dizer que para a parede em forma de H houve um acréscimo de aproximadamente 15% no valor da carga de ruptura.

Para a escala real, o acréscimo de resistência, em função da presença das abas, foi de aproximadamente 20%, que foi um valor equivalente à resistência ao cisalhamento de dois blocos contrafiados, pertencentes à área de transferência de cargas (ver figura 10.27). Para a escala reduzida, esse acréscimo foi superior à contribuição da resistência dos dois blocos contrafiados existentes na área de transferência de carga (2x1,92 kN). Contudo, existem nessa área de carga blocos ligados por juntas verticais de argamassa, que no caso da escala reduzida, devem ter apresentado maior poder de ligação do que o da escala real, em função do tipo de cura.

A constatação de que os blocos contrafiados contribuíram no comportamento do painel H pode ser evidenciada na forma de ruptura da parede, já que estes blocos sofreram a ruptura devido ao esforço cortante como mostra a figura a seguir.



Figura 10.41 – Detalhe da forma de ruptura – blocos cisalhados

10.4.2 Deformações na Parede Central

A seguir, são apresentados os gráficos obtidos através da instrumentação por extensômetros. Foi fixada uma carga de leitura, e, a partir desta, foram tomadas as deformações nos extensômetros de cada fiada. A linha de tracejado mais forte foi, provavelmente, o momento que a alvenaria deixou o seu comportamento elástico.

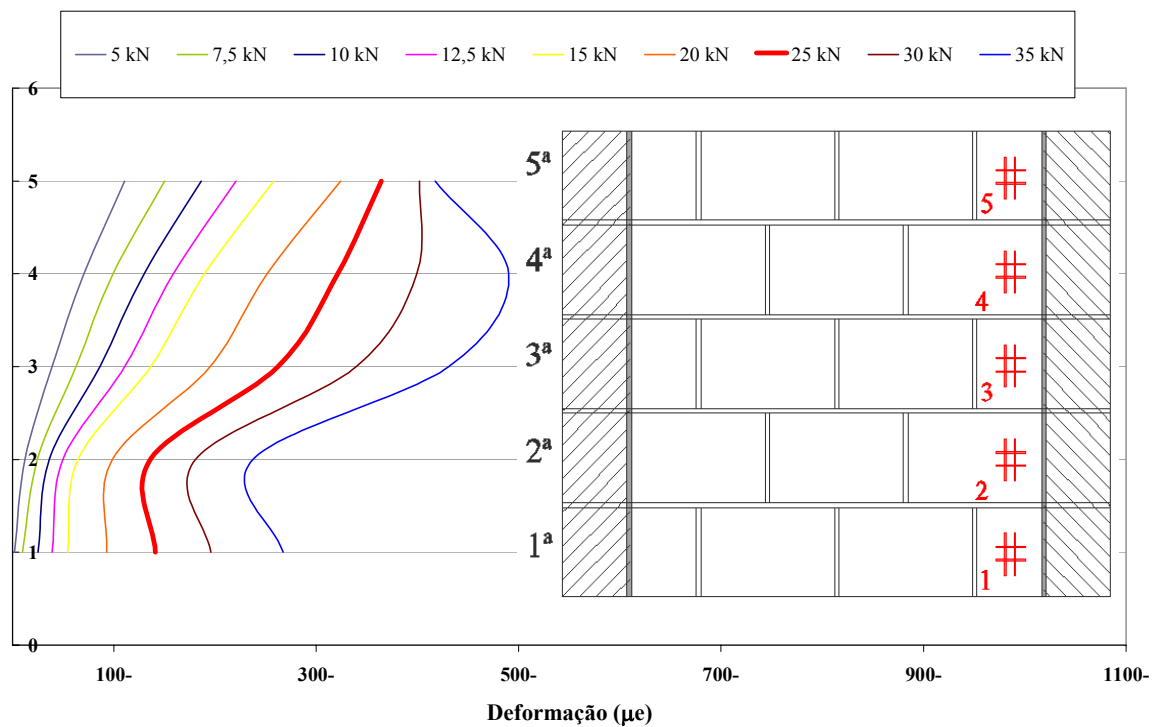


Figura 10.42 – Deformação dos extensômetros na Parede Central (PH2_03)

De modo semelhante ao ocorrido na parede H da escala real, observa-se que as deformações, no trecho inferior da parede central, reduziram significativamente em relação ao trecho superior; tal fato pode ser explicado pela transferência das cargas da parede central para as paredes laterais.

10.4.3 Deformações nas Paredes Laterais (Abas)

O gráfico a seguir mostra as deformações ocorridas ao longo da altura da parede nos extensômetros que estavam fixados na aba lateral, próximo à ligação em estudo. Através desse gráfico, é possível observar que as deformações são maiores no trecho inferior da parede, na altura correspondente a 1ª e 2ª fiadas.

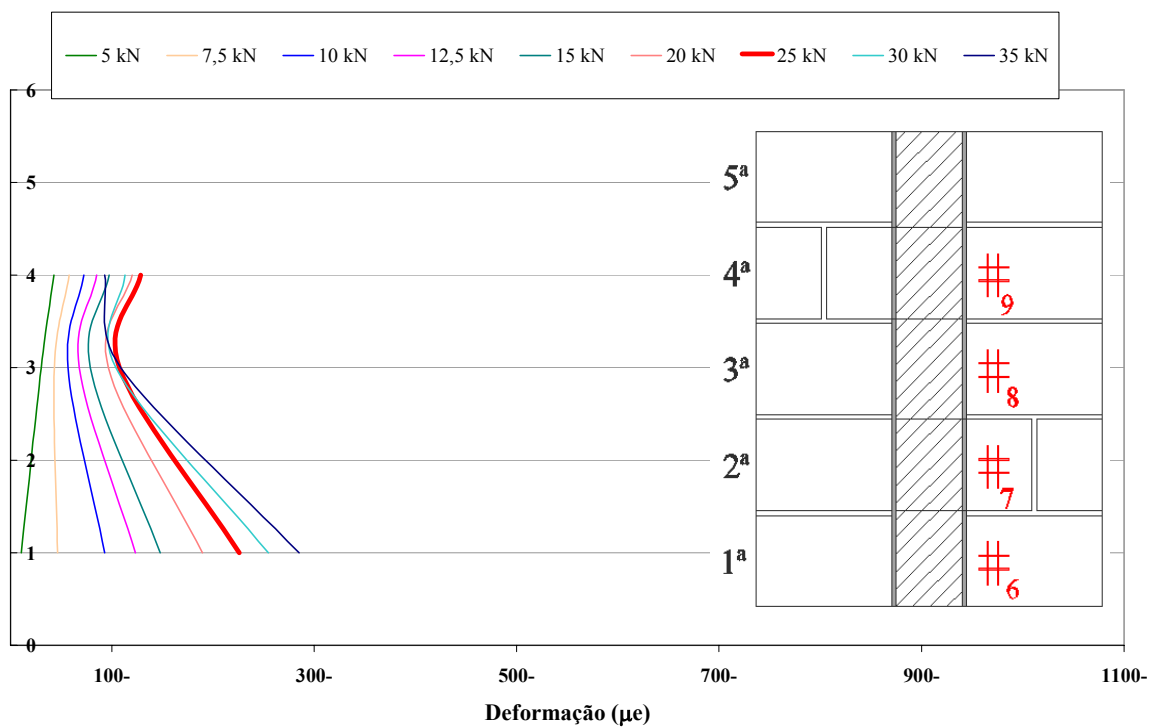


Figura 10.43 – Deformação dos extensômetros na Aba (PH2_03)

O gráfico da figura 10.44 mostra as deformações ocorridas na parede central e abas ao longo da altura das fiadas. As linhas na cor verde representam a parede central, e as linhas na cor azul, a aba, e os traços mais grossos indicam a carga de suposta fissuração. Através desse gráfico, observa-se que as deformações estão uniformizadas na base da parede, consolidando a transferência de cargas entre paredes.

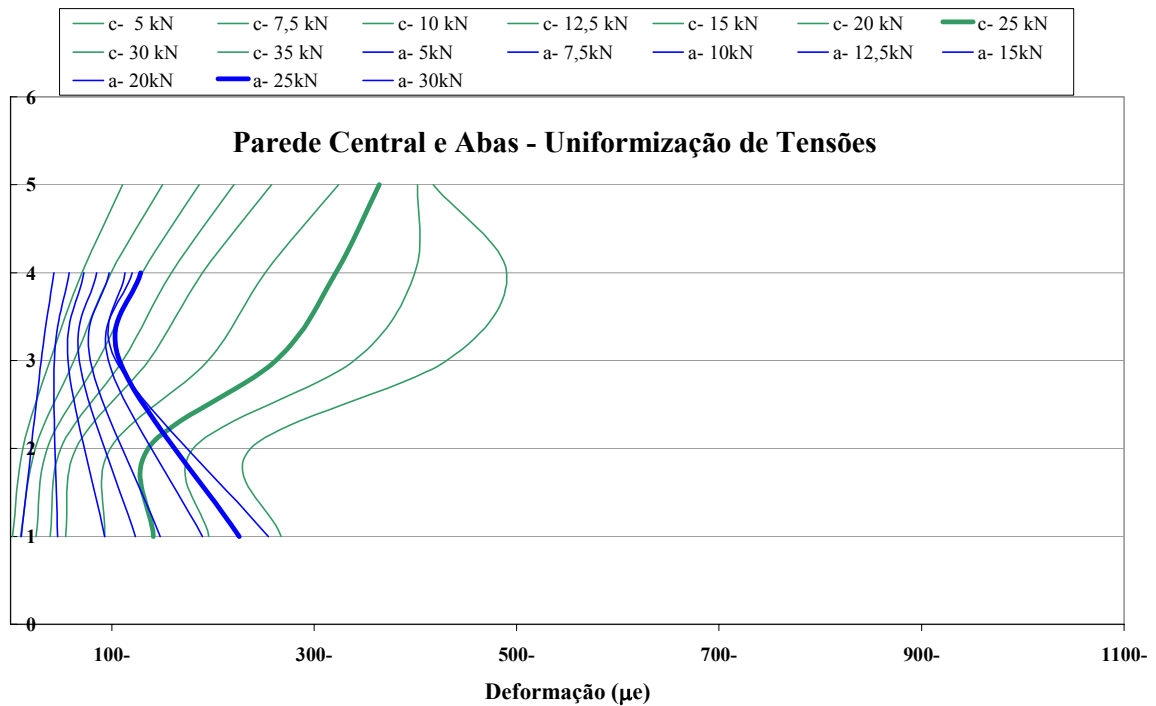


Figura 10.44 – Deformação dos extensômetros na Parede central e Aba

Do mesmo modo ocorrido na escala real, através de uma análise quantitativa nos dados fornecidos pelos extensômetros, chegou-se à conclusão de que existe uma diminuição no valor da taxa de transferência de carga à medida que o carregamento imposto aumenta.

Tal afirmação pode ser esclarecida por meio dos valores das deformações fornecidas pelos extensômetros. Através desses valores, juntamente com a equação do módulo de deformação da alvenaria, obtido nos ensaios de paredes, chegou-se à carga atuante por fiada, e dessa maneira, foi avaliado o comportamento das tensões ao longo da altura da parede.

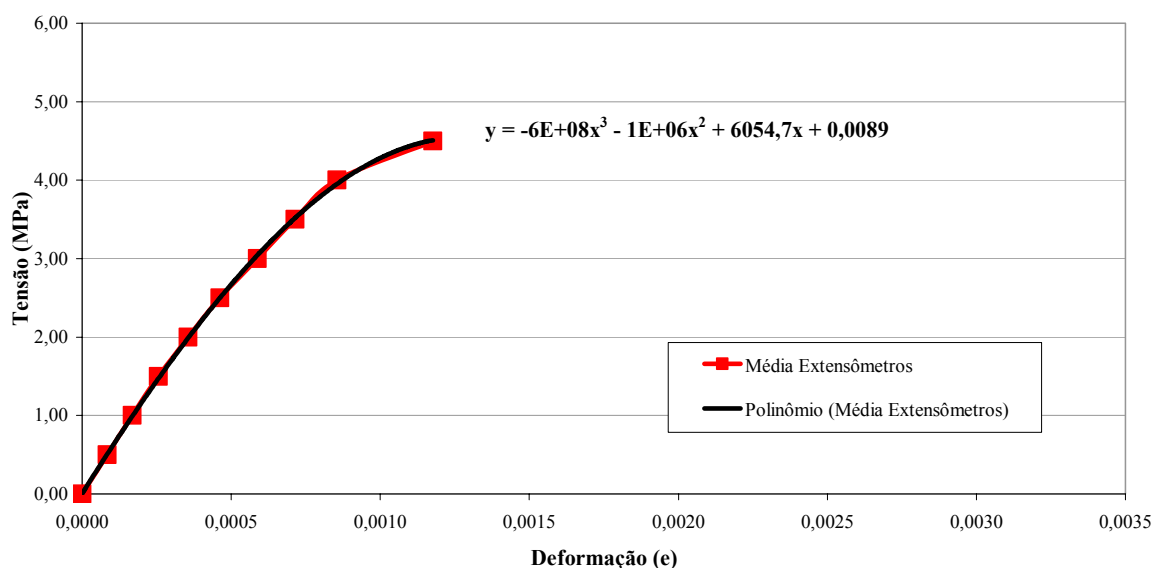


Figura 10.45 – Curva tensão x deformação e equação da curva em escala reduzida

Esta avaliação identificou que, com o aumento do carregamento, as cargas atuantes nas fiadas inferiores da parede central ficavam mais próximas da carga aplicada no topo da parede, e isso revelou uma redução da capacidade de transferência entre as paredes, a tabela a seguir mostra as cargas atuantes na parede central e as porcentagens de transferência para as abas.

Tabela 10.4 – Cargas na parede central e transferência para as laterais

Carga (kN)		% Transferência para as abas
5ª Fiada	1ª Fiada	
8,6	1,3	85%
12	2,8	77%
14,8	4,7	68%
18,1	12,6	30%

10.4.4 Correlação entre Escalas – Paredes H tipo 2

I – Analogia entre as Cargas de Ruptura

Através de uma analogia entre as cargas de ruptura das paredes simples e paredes H, obteve-se um modelo de transferência de cargas semelhante entre as escalas em estudo, tal modelo pode ser visualizado na figura a seguir. Neste esquema ilustrativo, as paredes em escala reduzida foram desenhadas no mesmo tamanho da escala real para melhor visualização. Acredita-se que essa forma de distribuição esteja relacionada diretamente com a geometria do painel, isto é, com o vão e altura da parede em que esta sendo aplicado o carregamento.

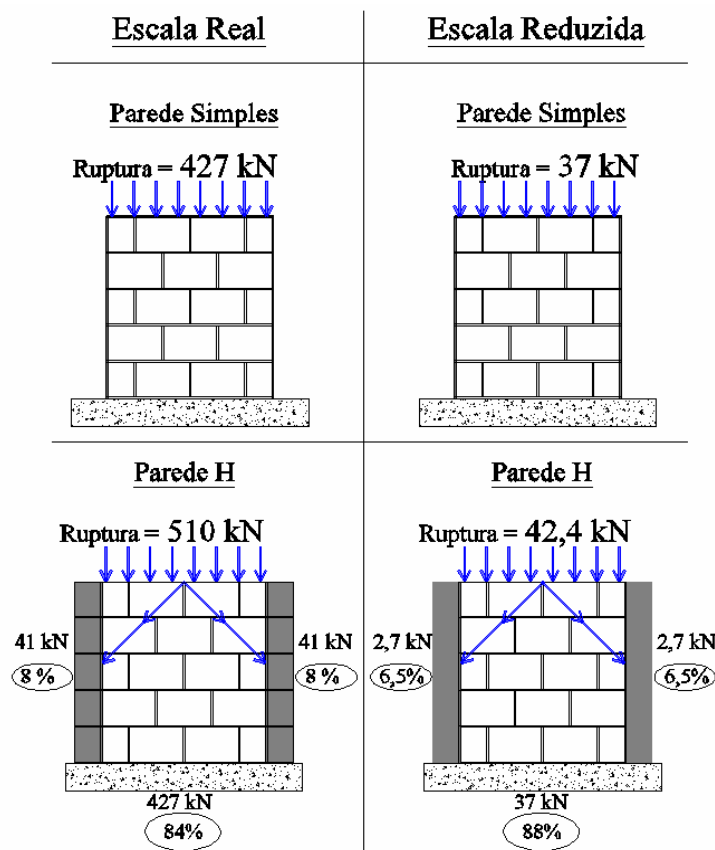


Figura 10.46 – Relação entre Cargas de ruptura de parede simples e painéis H

A carga de ruptura ocorrida nos painéis H da escala real pode ser estimada a partir da carga de ruptura, fornecida pela parede simples e pelas unidades ao cisalhamento. Para a escala

reduzida, deve ser considerada também a resistência ao cisalhamento das juntas verticais de argamassa. A ordem de grandeza dos valores encontrados ficou próxima, e a forma de ruptura apresentada em ambas as escalas também foi muito similar.



Figura 10.47 – Formas de ruptura – (a) escala reduzida (b) escala real

II – Deformações

As deformações registradas pelos extensômetros, colados nas paredes, revelam que existiu um comportamento similar entre escala real e reduzida. As figuras a seguir ilustram essa relação entre escalas, a cor azul é a escala real enquanto que a cor vermelha é a escala reduzida, e os traços mais fortes são referentes às cargas de fissuração.

Na figura 10.49, observa-se que o comportamento foi similar, entretanto, a escala reduzida se deformou mais que a escala real. Essa ocorrência foi possivelmente devido à atuação das juntas verticais de argamassa, que a exemplo do ocorrido nas paredes simples da escala reduzida se comportaram de maneira a influenciar nos resultados.

Deve ser observado, na figura a seguir, que as cargas indicadas para as duas escalas não conduzem ao mesmo nível de tensão aplicada nas paredes.

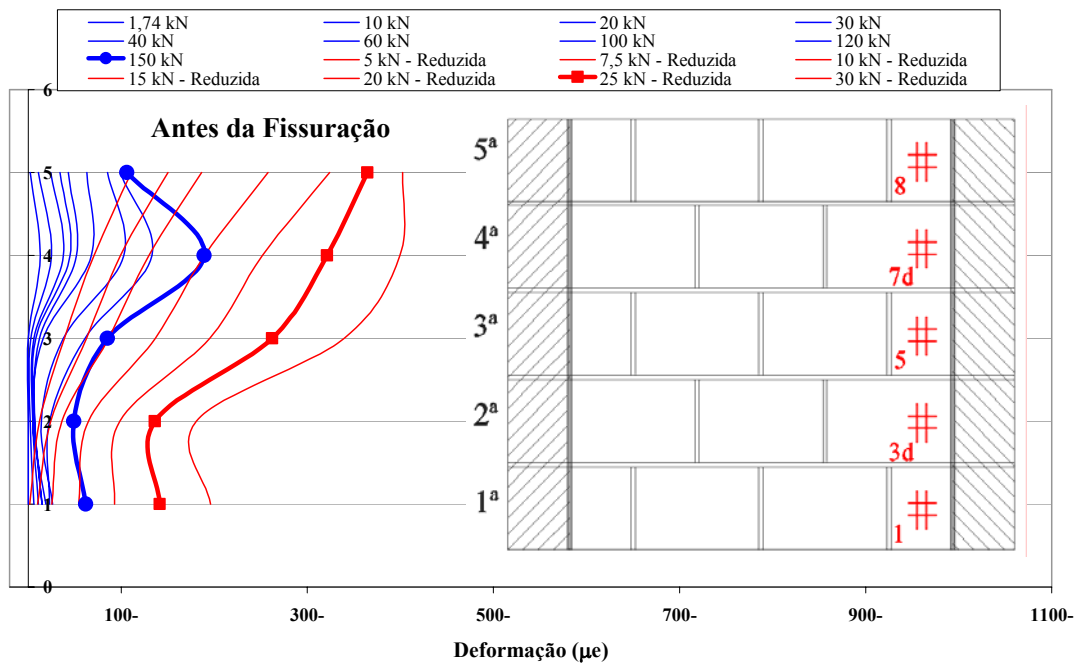


Figura 10.48 – Deformação dos extensômetros na Parede central

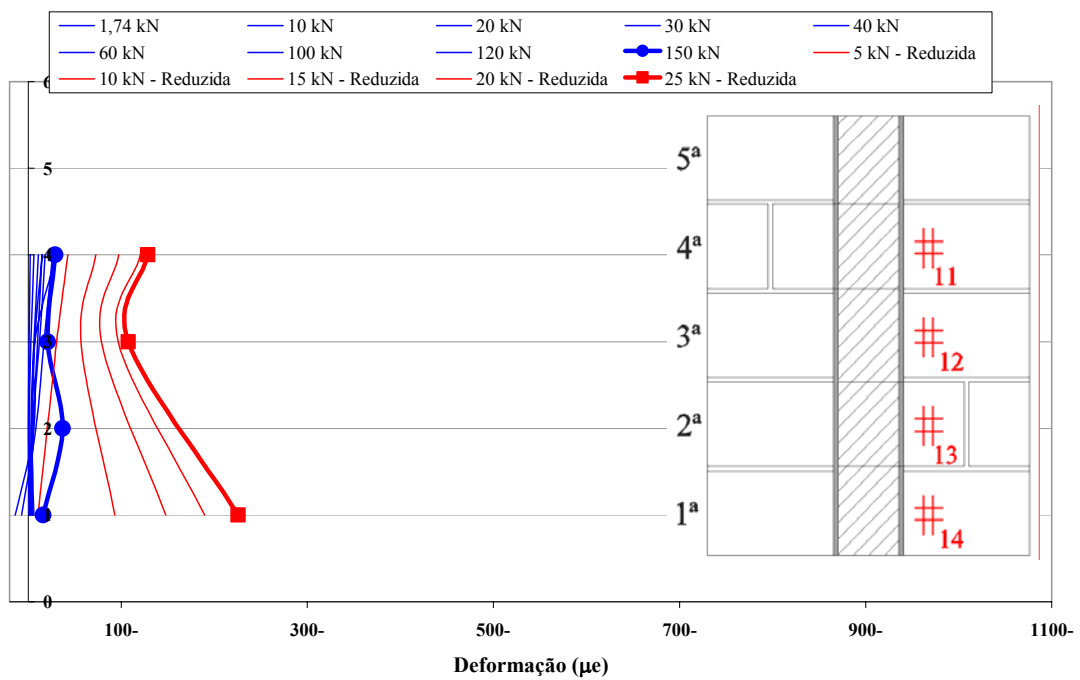


Figura 10.49 – Deformação dos extensômetros na Aba

11 COMENTÁRIOS FINAIS E CONCLUSÕES

Aspectos gerais

Um ajuste adequado do traço sempre se faz necessário para aproximar a escala reduzida com a escala real. Para isso, deve-se levar em consideração um traço seco similar ao da escala real, com as respectivas reduções de seus agregados.

O assentamento da argamassa industrializada, nos blocos da escala reduzida, é facilitado quando se umedecem as faces dos mesmos, melhorando a trabalhabilidade. A aderência da argamassa com as unidades, na escala reduzida, foi garantida quando as juntas de argamassa foram curadas.

Alguns fatores que influenciam de forma significativa os resultados dos ensaios e devem ser levados em conta, para efeito de obtenção de resultados apropriados, são: a verificação de prumo e verticalidade no momento da montagem dos prismas e paredes, o paralelismo entre as faces capeadas em blocos e prismas, o capeamento dos topos das paredes, a centralização dos corpos-de-prova na prensa e colagem dos extensômetros, entre outros.

Ensaio de Caracterização da Alvenaria

No primeiro lote de blocos ensaiados, a escala reduzida apresentou uma diferença significativa em relação à escala real, porém, identificado a possível origem da discrepância, foi produzido um novo lote de unidades reduzidas, que, depois de ensaiadas, revelaram um valor de resistência que não pode ser considerado diferente da escala real, segundo a aplicação do teste estatístico t de student.

A eficiência para a escala real e reduzida, tanto para os prismas como para as paredes, estão compreendidos dentro dos limites normais para alvenaria de blocos de concreto.

As resistências médias dos blocos e prismas na escala real, estatisticamente, não podem ser consideradas diferentes das resistências médias dos blocos e prismas na escala reduzida, uma vez que isso foi confirmado através da aplicação do teste t de student com nível de significância pré-fixado.

As curvas tensões versus deformações dos blocos, prismas e paredes, apresentaram um comportamento semelhante em ambas as escalas. Vale salientar que para cargas no regime de serviço, a 20% da ruptura, houve correlação entre todas as comparações.

Para os ensaios em paredes na escala reduzida, as curvas tensão x deformação da alvenaria e da unidade demonstraram praticamente nenhuma diferença, conforme pode-se observar na figura 6.17. Isso indica que a argamassa foi extremamente rígida nesses ensaios, e esse fato pode ter ocasionado a discrepância com os valores da escala real.

Já para os ensaios realizados em prismas em ambas as escalas, pode-se observar que a argamassa usada no assentamento influenciou pouco o comportamento da alvenaria, indicando que a rigidez da mesma é semelhante à do bloco.

Estudo das Ligações diretas em Paredes H

Modo de transferência do carregamento para as abas

O modo de transferência do carregamento para as abas representa a forma com a qual o carregamento aplicado na parede central se transfere para as abas, ao longo da altura (H) da parede (através da ligação).

De uma forma geral, essa transferência para as abas sofreu significativa alteração de comportamento após o surgimento de um estado de fissuração, apresentando as seguintes características:

- nas paredes H sem apoio central, o fluxo de cargas para as abas foi menor nas fiadas superiores, sendo mais intenso nas primeiras fiadas. Após o surgimento das fissuras esse comportamento foi acentuado;
- nas paredes H com apoio central, esse fluxo apresentou comportamento inverso, sendo mais intenso nas fiadas superiores. Após o surgimento das fissuras esse comportamento também foi acentuado;
- para as duas paredes, identificou-se a formação de bielas com inclinação de aproximadamente 45° da parede central para as abas. A formação dessas bielas foi comprovada através das leituras dos extensômetros elétricos, conforme já indicado no trabalho e do aspecto de ruptura das paredes e
- de um modo geral, nas paredes H na escala reduzida 1:4, a transferência do carregamento para as abas apresentou um comportamento semelhante ao mencionado para a escala real.

Taxa de transferência do carregamento para as abas

Entende-se como taxa de transferência do carregamento para as abas, a parcela do carregamento aplicado na parede central que é absorvido pelas abas laterais. Para as paredes H apoiadas, observou-se basicamente o seguinte:

- A taxa de transferência depende do nível de carga aplicada na parede central, variando de modo inverso à aplicação desse carregamento. Para as duas escalas estudadas, essa taxa de transferência foi de aproximadamente 60% para as cargas de fissuração;
- Analisando as cargas de ruptura dos painéis simples e das paredes H, na escala real e reduzida, é possível concluir que a taxa de transferência foi de 20% e 15%, respectivamente.

Carga de ruptura

Parede H sem apoio

A carga de ruptura das paredes H sem apoio (FPH1) correspondeu à aproximadamente a carga média de ruptura ao cisalhamento das unidades contrafiadas (Fcu):

$FPH1 = Fcu \times Nb$; onde Nb é a quantidade de blocos contrafiados

$$243,33 \cong 39,79 \times 6 \rightarrow 243,33 \cong 238,74 \text{ (kN)}$$

Para a escala reduzida, essa relação não se confirmou, pois:

$$FPH1 = Fcu \times Nb \rightarrow 26,75 \neq 1,92 \times 6 \rightarrow 26,75 \neq 11,52 \text{ (kN)}$$

Em estudos complementares, tem-se percebido que o tipo de cura dos corpos-de-prova tem grande influência na resistência dos mesmos. Desse modo, pode-se entender que, provavelmente, essa diferença de comportamento esteja associada a esse fato, uma vez que para os vários blocos pertencentes à região da ligação parede-aba, a junta vertical de argamassa dever ter resistido à parcela do carregamento imposto, fato que certamente não se verificou para a escala real, sujeita a uma condição desfavorável de cura.

Parede H com apoio

Pode-se dizer que para a parede em forma de H com apoio houve um acréscimo de aproximadamente 15% no valor da carga de ruptura para a escala reduzida, já para a escala real este foi de 20%, sendo um valor equivalente à resistência ao cisalhamento de dois blocos contrafiados, pertencentes à área de transferência de cargas (ver figura 10.27).

Para a escala reduzida, esse acréscimo foi superior à contribuição da resistência dos dois blocos contrafiados existentes na área de transferência de carga (2x1,70 kN), contudo, existem nessa área de carga, blocos ligados por juntas verticais de argamassa, que no caso da escala reduzida, devem ter apresentado maior poder de ligação do que escala real, em função do tipo de cura.

Formas de ruptura

- as formas de ruptura apresentados por todos os elementos que foram ensaiados (blocos, prismas, painéis simples e paredes H) foram semelhantes para a escala real e reduzida;
- nas paredes H ficou evidente a formação de bielas nas paredes centrais;
- os blocos que se encontravam contrafiados na região de ligação parede-aba, apresentaram o mesmo aspecto de ruptura dos blocos individuais, ensaiados ao cisalhamento, indicando que o ensaio de cisalhamento proposto para o bloco, é capaz de representar seu comportamento, quando inserido na região de ligação entre as paredes.

Análise numérica

- dos modelos matemáticos adotados para estudo comparativo com os ensaios experimentais nas paredes H com apoio, o modelo SAP6 foi o que apresentou os melhores resultados. Para tanto foi utilizado o elemento de sólido (solids), com o módulo de deformação da alvenaria obtido em ensaios de unidades simples, instrumentadas através de extensômetros elétricos, com o emprego da macro-modelagem e a retirada de alguns elementos da 5ª fiada;
- esse modelo representou, satisfatoriamente, o modo de transferência das cargas para as abas, para diferentes níveis de carga antes da fissuração da alvenaria;
- a taxa de transferência do carregamento imposto para as abas, para diferentes níveis de carga, também apresentou valores muito próximos dos obtidos experimentalmente;

Escala reduzida

- a utilização da modelagem física em escala reduzida pode ser adotada para a representação dos protótipos em escala real, desde que:
 - os blocos representem fielmente as características físicas e geométricas dos empregados na escala real;

- os modelos apresentem resultados que não difiram significativamente do protótipo a um nível de significância pré-estabelecido; e
- o comportamento do gráfico tensão x deformação deve estar próximo ao da escala real.

Embasado nos testes estatísticos empregados para efeito de comparação entre escala real e reduzida, não se pode descartar a hipótese de que a alvenaria na escala real está bem representada pelos modelos físicos reduzidos. Se não fossem as incompatibilidades provocadas pela argamassa de assentamento, poder-se-ia dizer que foram confirmadas todas as correlações de resistência e deformação entre protótipo e modelo, tornando possível trabalhar de forma direta com modelos físicos reduzidos para o estudo de alvenaria de blocos de concreto.

Dessa forma, como resultado final deste trabalho, pode-se observar que, a partir dos resultados obtidos, é possível manter uma boa correlação no comportamento da alvenaria nas duas escalas, valores estes caracterizados pelos resultados fornecidos pelos blocos, prismas, paredes e paredes H.

Sugestão para futuras investigações

🚧 Ensaios em bases mais flexíveis, simulando a rigidez das paredes inferiores. Nos ensaios realizados neste trabalho, as paredes foram assentadas sobre bases de concreto armado, que por sua vez estavam apoiadas sobre uma laje de reação, impondo uma rigidez muito grande ao sistema de ensaios. Para uma melhor correlação com as estruturas convencionais, em que geralmente as paredes são apoiadas sobre outras paredes, seria interessante realizar ensaios em bases que não fossem tão rígidas, mas que apresentassem uma certa flexibilidade, simulando o efeito das estruturas convencionais de apoio sobre outras paredes.

🚧 Variar a relação comprimento x altura da parede central. Será de grande importância para verificação da formação da área de transferência de cargas.

✚ Estudo das propriedades da argamassa de assentamento para a escala reduzida.

Algumas variações perceptíveis nos resultados dos ensaios foram influenciadas pela argamassa de assentamento, o que indica a necessidade de que, em trabalhos futuros, haja um estudo mais rigoroso sobre a adequação da mesma para a escala em estudo. É necessário adequar uma argamassa que se enquadre e reflita fielmente todos os parâmetros da utilizada em escala real.

✚ Variação na quantidade e disposição dos blocos contrafiados na ligação parede-aba.

Para este trabalho, utilizou-se para a ligação entre paredes o recurso do bloco em trânsito, isso porque não existiam blocos especiais de amarração. Acredita-se que com o emprego desses blocos, a transferência para as abas ocorra de uma forma mais efetiva, inclusive nas fiadas superiores.

Para a elaboração de um modelo de transferência, ou seja, para uma caracterização completa do mecanismo de transferência de cargas entre paredes, ainda se faz necessário mais pesquisas experimentais, complementadas de análises numéricas, estudando o comportamento antes e após fissuração da alvenaria.

12 REFERÊNCIAS

ABBOUD, B. E.; HAMID, A. A.; HARRIS, H. G., Small-scale of concrete block masonry structures. **ACI Structural Journal**, v.87, n.2, p.145-155, 1990.

ACCETTI, K.M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos, 1998. 247p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 444 on models of concrete structures. **Models of concrete structures: state of the art**. Detroit: American Concrete Institute, 1979. 19p. (ACI 444R-79).

ANDOLFATO, R. P. **Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4)**. Ilha Solteira, 2002. 110p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; MAURÍCIO, R. M. Blocos de concreto: A busca de um traço otimizado. **Revista do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto**, São Paulo, p. 32-39, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Determinação da resistência à compressão: NBR 7184**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1992. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Bloco vazado modular de concreto: NBR – 5712**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnica, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto: NBR 10837**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989. 20p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação da resistência à compressão – Cimento Portland:** NBR – 7215. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnica, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova prismáticos ou cilíndricos de concreto:** NBR – 5738. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnica, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Paredes de Alvenaria Estrutural - Ensaio à compressão simples:** NBR 8949. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão:** NBR 8215. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983. 2p.

BAKER, L. R. **Manufacture and testing of model brickwork wind panels.** Sidney: University of Sidney/School of Architectural Science, 1972. 9 p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Code of practice for structural use of masonry. Part 1: Unreinforced masonry:** BS 5628. London, 1978.

CAMACHO, J.S. Fatores que afetam a resistência à compressão da alvenaria. **In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO:** o uso da alvenaria como estrutura, 6, 1987. São Paulo. 10p.

CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica.** São Paulo, 1995. 157p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

CAMACHO, J. S.; RAMALHO, M. A.; ANDOLFATO, R. P. An experimental study of the interaction among walls submitted to vertical loads. **IN: AMC – 6TH AUSTRALIAN**

MASONRY CONFERENCE, 2001, Adelaide. *Proceedings of the 6th Australian Masonry Conference*. Adelaide: Griffith, 2001. v. 1, p. 95-104.

CORRÊA, M. R. S; RAMALHO, M. A. Analysis of multistory masonry buildings under vertical loads. **IN: 5TH INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES**, Florianópolis, 1994. pp. 305-314.

CORRÊA, M. R. S; PAGE, A. W. **The interaction of load-bearing masonry walls subjected to vertical loads**: Research Report N° 218.12.2001 Callaghan: The University of Newcastle, 2001. 61p.

CALDERONI, B. Sperimentazione in laboratorio su modelli di edifice in murata in scala ridotta. **In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE**, 9, 1991, Berlin. *Proceedings...*(s.n.t.) p.600-611.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetida a ações verticais**. São Carlos, 2000. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CURTIN, W.G.; SHAW, G.; BECK, J.K.; PARKISON, G.I. **Structural masonry detailing**. Londres: Granada Publishing, 1984.

EDGELL, G. J.; DE VEKEY, R. C.; DUKES, R. **The compressive strength of masonry specimens**. *Proceedings...* British Masonry Society, 1990. p. 131-135.

EGERMAN, R.; COOK, D. A.; ANZANI, A. An investigation into the behavior of scale model brick walls. **In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE**, 9, 1991, Berlin. *Proceedings...*(s.n.t.) p. 628-635.

FIORATO, A. E.; SOZEN M. A.; GAMBLE, W. L. **An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry fillers walls**. Urbana: University of Illinois, 1979. 259 p. (Civil Engineering Studies. Structural Research Series, 370).

FRANCO, L.S. **Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão.** São Paulo, 1987. 136p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo.

FRANCO, L. S. Desempenho da alvenaria à compressão. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP TT/PCC/03.** São Paulo, 1993.

HAMID, A. A.; ABBOUD, B. E. Direct modeling of concrete block masonry under shear and in-plane tension. **Journal of Testing and Evaluation**, Philadelphia, v.14, n.2, p.112-121. 1986

HARRIS, H. G.; BECICA, I. J. **Direct small scale modeling of concrete masonry.** New York: American Society Civil Engineering, 1977. p. 101-104.

HENDRY, A. W. **Structural masonry.** 2ªed. Hong Kong: Macmillan Press, 1998. 294p.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. **An introduction to load bearing brickwork design.** New York: Ellis Horwood, 1981. 34p.

HENDRY, A. W.; MURTHY, C. K. **Comparative tests on 1/3 and 1/6 – scale model brickwork piers and walls.** *Proceedings of British Ceramic Society.* 1965. n.4, p.45-66.

JAPÃO. Ministry of Construction. Building Research Institute. Large Size Structure Laboratory. **Five-story masonry specimens.** Isukuba: Large Size Structure Laboratory, 1993. 7p.

PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R; OLIVEIRA, A. L; BEDIN, C. A. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto.** Florianópolis: ABCP, 2002. 208p.

MAURENBRECHER, A. H. P. **The effects of test procedures on compressive strength of masonry prisms.** *Proceedings of the Second Canadian Masonry Symposium*, Ottawa, 1980. p.119-132.

MAURÍCIO, R. M.; CAMACHO, J.; ANDOLFATO, R. P. *Resistência à Compressão Axial de Blocos de Concreto Capeados com Diferentes Materiais*. In: **46º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, 2004, Florianópolis. 46º Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis: Ivo J. Padaratz e Túlio N. Bittencourt, 2004. v. VI, p. 1271-1280.

MEDEIROS, J. S. **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: Produção de componentes e parâmetros de projeto**. São Paulo, 1993. 449p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MOHR, G. A. **Slender load bearing brickwork walls with returns**. Parkville: University of Melbourne/ Civil Engineering Department, 1970. Thesis (MEng) – University of Melbourne, 1970.

OLIVEIRA, JR.; PINHEIRO, L. M. Método prático para a distribuição das ações verticais em paredes de alvenaria. In: **INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES**, 5, 1994, Florianópolis. *Proceedings...* Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1994. p. 315-322.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis: UFSC, 1999. 83p.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003. 174p.

SÁNCHEZ FILHO, E. S., **Alvenaria estrutural: novas tendências técnicas e de mercado**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2002. pp. 83-89.

S.A.S INSTITUTE INC. **SAS Procedures guide Version 8 (TSMO)**. Cary: SAS Institute Inc, 1999. 454p.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W. Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges. In: **INTERNATIONAL BRICK MASONRY**

CONFERENCE, 5, 1979, Washington. *Proceedings...* Washington: Brick Institute of América, 1979. p. 254-261.

SINHA, B. P.; et al. Model and full scale tests on a five-story cross-wall structure under lateral loading. **In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE**, 2, 1970, Stoke-on-Trent. *Proceedings...* (s.l:s.n.), 1970. p.201-208.

SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. Ilha Solteira, 2003. 160p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

VOGT, H. **Consideration and investigation on the basic principle of model tests in brickwork and masonry structures**. Garston: Building Research Station, 1956. 30 p. Editora Communication 9322.

13 ANEXOS I

TABELAS DE RESULTADOS DOS ENSAIOS

Tabela 13.1– Resultados dos blocos B50 (162)

Dimensões (cm)		Características do Traco				
Compr.:	7,25	Materiais		Volume*	Peso**	
Largura:	3,5	Areia/Pedrisco		1,00	1,08	
Altura:	4,75	Cimento/Agregado		10,24%	8,12%	
Área:	25,375	Água/Mat. Secos (A/Ms)		10,75%	7,69%	
Volume:	120,53125	Água/Cimento (A/C)		115,65%	102,35%	

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa(kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura(kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	0,071	0,0800	-	0	1,00
Areia:	1,48	0,346	0,5115	0%	1	6,39
Pedrisco:	1,37	0,346	0,4735	0%	0	5,92
Água:	1	0,082	0,0819	-	0	1,02

* Em relação a fabricação não computando as umidades do pedrisco e da areia

** Em relação a massa real da mistura

Resultados Obtidos do Ensaio B50 (162)				
CP	Carga(kgf)	Res. (MPa)	Massa (g)	M.Esp.(g/cm ³)
1	1760	6,80	153,97	1,277
2	1720	6,65	154,51	1,282
3	1600	6,18	154,88	1,285
4	1960	7,57	153,82	1,276
5	1640	6,34	153,42	1,273
6	2200	8,50	154,66	1,283
7	1940	7,50	153,33	1,272
8	1880	7,26	153,39	1,273
9	2080	8,04	153,33	1,272
10	2260	8,73	153,33	1,272
11	1960	7,57	153,49	1,273
12	1380	5,33	152,3	1,264
13	1840	7,11	153,39	1,273
14	1860	7,19	152,71	1,267
15	1400	5,41	152,23	1,263
16	2250	8,69	152,29	1,263
17	1990	7,69	151,98	1,261
18	1740	6,72	152,66	1,267
Média	1859	7,18	153,32	1,272
Desv. Pad.	257	0,99	0,85	0,01
Coef. Var.	13,82%	13,82%	0,55%	0,55%

Resultados do teste de hipótese

Módulo	44,42%
Resistência	57,81%
Compacidade	0,00%
40% Ruptura real	2,80
Mód. Def. 40% (real)	5235

Tabela 13.2 – Resultados dos blocos B50 (164)

Dimensões (cm)		Características do Traço			
Compr.:	7,25	Materiais		Volume*	Peso**
Largura:	3,5	Areia/Pedrisco		1,00	1,08
Altura:	4,75	Cimento/Agregado		10,24%	8,12%
Área:	25,375	Água/Mat. Secos (A/Ms)		10,75%	7,69%
Volume:	120,53125	Água/Cimento (A/C)		115,65%	102,35%

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa(kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura(kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	0,071	0,0800	-	0	1,00
Areia:	1,48	0,346	0,5115	0%	1	6,39
Pedrisco:	1,37	0,346	0,4735	0%	0	5,92
Água:	1	0,082	0,0819	-	0	1,02

* Em relação a fabricação não computando as umidades do pedrisco e da areia

** Em relação a massa real da mistura

Resultados Obtidos do Ensaio B50 (164)				
CP	Carga(kgf)	Res. (MPa)	Massa (g)	M.Esp.(g/cm ³)
1	2000	7,73	156,81	1,301
2	2080	8,04	156,88	1,302
3	2060	7,96	155,78	1,292
4	2270	8,77	156,24	1,296
5	2080	8,04	155,7	1,292
6	2140	8,27	155,39	1,289
7	2320	8,96	156,68	1,300
8	2160	8,35	154,56	1,282
9	2410	9,31	155,86	1,293
10	1980	7,65	155,95	1,294
11	2220	8,58	156,09	1,295
12	2040	7,88	157,24	1,305
13	2140	8,27	157,04	1,303
14	2240	8,65	156,84	1,301
15	2060	7,96	157,21	1,304
16	2000	7,73	157,45	1,306
17	2150	8,31	157,22	1,304
18	2350	9,08	156,81	1,301
Média	2150	8,31	156,43	1,298
Desv. Pad.	127	0,49	0,78	0,01
Coef. Var.	5,93%	5,93%	0,50%	0,50%

Resultados do teste de hipótese

Módulo	69,93%
Resistência	0,00%
Compacidade	27,63%
40% Ruptura real	2,80
Mód. Def. 40% (real)	6356

Tabela 13.3 – Resultados dos blocos B40 (162)

Dimensões (cm)		Características do Traço			
Compr.:	7,25	Materiais		Volume*	Peso**
Largura:	3,5	Areia/Pedrisco		1,00	1,08
Altura:	4,75	Cimento/Agregado		8,19%	6,50%
Área:	25,375	Água/Mat. Secos (A/Ms)		10,95%	7,81%
Volume:	120,53125	Água/Cimento (A/C)		144,57%	127,93%

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa(kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura(kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	0,058	0,0650	-	0	1,00
Areia:	1,48	0,351	0,5195	0%	1	7,99
Pedrisco:	1,37	0,351	0,4809	0%	0	7,40
Água:	1	0,083	0,0832	-	0	1,28

* Em relação a fabricação não computando as umidades do pedrisco e da areia

** Em relação a massa real da mistura

Resultados Obtidos do Ensaio B40 (162)				
CP	Carga(kgf)	Res. (MPa)	Massa (g)	M.Esp.(g/cm ³)
1	1780	6,88	151,31	1,255
2	1580	6,10	150,38	1,248
3	1640	6,34	151,21	1,255
4	2120	8,19	150,74	1,251
5	1640	6,34	152,24	1,263
6	1700	6,57	151,13	1,254
7	1600	6,18	149,41	1,240
8	1600	6,18	151,41	1,256
9	1640	6,34	150,7	1,250
10	1600	6,18	150,69	1,250
11	2020	7,80	150,9	1,252
12	1800	6,95	152,05	1,261
13	1160	4,48	150,57	1,249
14	1720	6,65	151,72	1,259
15	1900	7,34	153,8	1,276
16	1660	6,41	151,28	1,255
17	1880	7,26	151,96	1,261
18	2520	9,74	151,98	1,261
Média	1753	6,77	151,30	1,255
Desv. Pad.	281	1,08	0,94	0,01
Coef. Var.	16,00%	16,00%	0,62%	0,62%

Resultados do teste de hipótese

Módulo	1,40%
Resistência	52,19%
Compacidade	0,00%
40% Ruptura real	2,80
Mód. def. 40% (real)	3361

Tabela 13.4 – Resultados dos blocos B40 (164)

Dimensões (cm)		Características do Traço				
Compr.:	7,25	Materiais		Volume*	Peso**	
Largura:	3,5	Areia/Pedrisco		1,00	1,08	
Altura:	4,75	Cimento/Agregado		8,19%	6,50%	
Área:	25,375	Água/Mat. Secos (A/Ms)		10,95%	7,81%	
Volume:	120,53125	Água/Cimento (A/C)		144,57%	127,93%	

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa(kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura(kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	0,058	0,0650	-	0	1,00
Areia:	1,48	0,351	0,5195	0%	1	7,99
Pedrisco:	1,37	0,351	0,4809	0%	0	7,40
Água:	1	0,083	0,0832	-	0	1,28

* Em relação a fabricação não computando as umidades do pedrisco e da areia

** Em relação a massa real da mistura

Resultados Obtidos do Ensaio B40 (164)				
CP	Carga(kgf)	Res. (MPa)	Massa (g)	M.Esp.(g/cm ³)
1	1740	6,72	154	1,278
2	1680	6,49	154,38	1,281
3	1540	5,95	153,7	1,275
4	2260	8,73	153,37	1,272
5	1340	5,18	154,33	1,280
6	1820	7,03	153,57	1,274
7	1980	7,65	153,92	1,277
8	1280	4,95	153,05	1,270
9	2020	7,80	153,43	1,273
10	1300	5,02	152,94	1,269
11	2460	9,50	153,33	1,272
12	1810	6,99	153,84	1,276
13	1610	6,22	152,77	1,267
14	2000	7,73	152,88	1,268
15	1840	7,11	153,84	1,276
16	1920	7,42	153,41	1,273
17	2040	7,88	153,37	1,272
18	1960	7,57	153,41	1,273
Média	1811	7,00	153,53	1,274
Desv. Pad.	318	1,23	0,46	0,00
Coef. Var.	17,56%	17,56%	0,30%	0,30%

Resultados do teste de hipótese

Módulo	2,40%
Resistência	99,86%
Compacidade	0,01%
40% Ruptura real	2,80
Mód. def. 40% (real)	3798

Tabela 13.5 – Resultados dos blocos na escala real

Dimensões (cm)		Características do Traço			
Compr.:	29	Materiais	Volume*	Peso**	
Largura:	14	Areia/Pedrisco	1,00	1,08	
Altura:	19	Cimento/Agregado	10,24%	8,12%	
Área:	406	Água/Mat. Secos (A/Ms)	2,94%	7,69%	
Volume:	7714	Água/Cimento (A/C)	31,64%	102,35%	

Materiais	Massa Específica (kg/L)	Volume Utilizado (L)	Massa(kg)	Umidade dos materiais (%)	Massa Real da Mistura(kg)	Proporção por parte de cimento
Cimento:	1,13	44,2	50	-	50	1,00
Areia:	1,48	216	320	7%	320	6,39
Pedrisco:	1,37	216	296	5%	296	5,92
Água:	1	14	14	-	51	1,02

* Em relação a fabricação não computando as umidades do pedrisco e da areia

** Em relação a massa real da mistura

Resultados Obtidos do Ensaio à Compressão				
CP	Carga(kgf)	Res. (MPa)	Massa (g)	M.Esp (g/cm ³)
1	26500	6,40	9780	1,268
2	36500	8,81	9910	1,285
3	24500	5,92	10030	1,300
4	31000	7,49	10095	1,309
5	31500	7,61	9870	1,279
6	33500	8,09	9985	1,294
7	27500	6,64	9940	1,289
8	23200	5,60	10135	1,314
9	29500	7,12	9760	1,265
10	33500	8,09	10105	1,310
11	26500	6,40	9945	1,289
12	20800	5,02	9935	1,288
13	35000	8,45	10130	1,313
14	31500	7,61	10055	1,303
15	26000	6,28	10020	1,299
16	26500	6,40	10050	1,303
17	25000	6,04	9965	1,292
18	32500	7,85	9665	1,253
19	26000	6,28	10180	1,320
20	32500	7,85	9935	1,288
21	30000	7,24	9975	1,294
Média	28975	7,01	9975	1,293
Desv. Pad.	4293	1,04	134	0,02
Coef. Var.	14,44%	14,44%	1,34%	1,34%

40% Ruptura 2,80
Módulo def. 40% [MPa] 7713

Valores esperados para os blocos na escala reduzida equivalentes a este traço	
Carga (kgf)	Peso (gf)
1811	155,9

Tabela 13.6 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Real – Deformação a 2,5 MPa

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação a tensão de 2,50 MPa (40% da ruptura)			
			Deformação relógios digitais (ϵ)	Relógios do Sist. Aquisição (ϵ)	Média relógios (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	259,7	6,4	0,00023	0,00043	0,00033	-
2	357,7	8,8	0,00024	0,00033	0,00029	-
3	240,1	5,9	0,00058	0,00026	0,00042	0,00031
4	303,8	7,5	0,00012	0,00038	0,00025	-
5	308,7	7,6	0,00019	0,00032	0,00026	-
6	328,3	8,1	0,00021	0,00035	0,00028	-
7	269,5	6,6	0,00040	0,00044	0,00042	-
8	227,4	5,6	0,00041	0,00049	0,00045	-
9	289,1	7,1	0,00021	0,00048	0,00035	-
10	328,3	8,1	0,00041	0,00030	0,00036	-
11	259,7	6,4	0,00030	0,00053	0,00041	-
12	203,8	5,0	0,00033	0,00053	0,00043	-
13	343,0	8,4	0,00028	-----	-----	-
14	308,7	7,6	0,00043	-----	-----	-
15	254,8	6,3	0,00030	-----	-----	-
16	259,7	6,4	0,00022	-----	-----	-
17	245,0	6,0	0,00029	-----	-----	-
18	318,5	7,8	0,00034	-----	-----	-
19	254,8	6,3	0,00035	-----	-----	-
20	318,5	7,8	0,00019	-----	-----	-
21	294,0	7,2	-----	-----	-----	0,00025
Média	284,4	7,01	0,00030	0,00040	0,00035	0,00028
Desv. Pad.	41,1	1,0	0,00011	0,00009	0,00007	0,00004
Coef. Var.	14,44%	14,44%	35,8%	22,8%	20,6%	14,7%

Tabela 13.7 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Real – Deformação na Ruptura

CP	Carga (kN)	Tensão σ (MPa)	Deformação média na Ruptura			
			Deformação relógios digitais (ϵ)	Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Média dos relógios (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	259,7	6,4	0,00193	0,00211	0,00202	-----
2	357,7	8,8	0,00251	0,00424	0,00338	-----
3	240,1	5,9	0,00243	0,00042	0,00143	0,00170
4	303,8	7,5	0,00107	0,00051	0,00079	-----
5	308,7	7,6	0,00120	0,00045	0,00082	-----
6	328,3	8,1	0,00212	0,00127	0,00170	-----
7	269,5	6,6	0,00209	0,00155	0,00182	-----
8	227,4	5,6	0,00138	0,00078	0,00108	-----
9	289,1	7,1	0,00155	0,00186	0,00171	-----
10	328,3	8,1	0,00203	0,00347	0,00275	-----
11	259,7	6,4	0,00153	0,00139	0,00146	-----
12	203,8	5,0	0,00097	0,00172	0,00135	-----
13	343,0	8,4	0,00214	-----	-----	-----
14	308,7	7,6	0,00153	-----	-----	-----
15	254,8	6,3	0,00198	-----	-----	-----
16	259,7	6,4	0,00113	-----	-----	-----
17	245,0	6,0	0,00259	-----	-----	-----
18	318,5	7,8	0,00254	-----	-----	-----
19	254,8	6,3	0,00302	-----	-----	-----
20	318,5	7,8	0,00558	-----	-----	-----
21	294,0	7,2	-----	-----	-----	0,00224
Média	284,4	7,01	0,00207	0,00165	0,00169	0,00197
Desv. Pad.	41,1	1,0	0,00101	0,00119	0,00076	0,00038
Coef. Var.	14,44%	14,44%	48,7%	72,1%	44,7%	19,4%

Tabela 13.8 – Resultados obtidos – Blocos – Escala Reduzida

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Massa (g)	Massa Específica (g/cm ³)	Deformação a tensão de 2,5 MPa	Deformação na ruptura
					Extensômetro (e)	Extensômetro (e)
1	18,82	7,42	153,91	1,28	0,00035	0,00257
2	21,37	8,42	153,80	1,28	0,00027	0,00213
3	21,37	8,42	153,63	1,27	0,00045	0,00251
4	19,02	7,50	153,36	1,27	0,00040	0,00263
5	20,59	8,11	153,80	1,28	0,00030	0,00239
6	17,65	6,95	153,63	1,27	-----	-----
7	19,41	7,65	153,78	1,28	0,00029	0,00204
8	19,41	7,65	153,68	1,28	-----	-----
9	20,39	8,04	153,96	1,28	-----	-----
10	17,06	6,72	153,98	1,28	-----	-----
11	18,04	7,11	153,64	1,27	-----	-----
12	18,43	7,26	153,73	1,28	-----	-----
13	16,86	6,65	153,61	1,27	-----	-----
14	20,98	8,27	153,76	1,28	-----	-----
15	16,47	6,49	153,96	1,28	-----	-----
16	19,12	7,53	153,68	1,28	-----	-----
Média	19,1	7,51	153,74	1,28	0,00034	0,00238
Desv. Pad.	1,6	0,6	0,2	0,0	0,00007	0,00024
Coef. Var.	8,3%	8,3%	0,1%	0,1%	20,3%	10,2%

Tabela 13.9 – Resultados – Deformações a tensão de 2 MPa – Prismas – Escala Real

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação a 2 MPa \approx 40% ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	237,3	5,8	0,00036	-----
2	257,8	6,4	0,00030	-----
3	203,9	5,0	0,00020	-----
4	194,1	4,8	0,00036	-----
5	250,0	6,2	0,00035	-----
6	227,5	5,6	0,00029	-----
7	268,6	6,6	0,00025	0,00023
8	231,4	5,7	0,00031	0,00027
9	227,5	5,6	0,00033	0,00023
10	245,1	6,0	0,00028	0,00018
11	227,5	5,6	0,00038	0,00019
Média	233,7	5,76	0,00031	0,00022
Desv. Pad.	21,9	0,5	0,00005	0,00004
Coef. Var.	9,4%	9,4%	17,3%	15,9%

Tabela 13.10 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Prismas – Escala Real

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação na Ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	237,3	5,8	0,00307	-----
2	257,8	6,4	0,00181	-----
3	203,9	5,0	-----	-----
4	194,1	4,8	0,00193	-----
5	250,0	6,2	0,00167	-----
6	227,5	5,6	0,00187	-----
7	268,6	6,6	0,00207	0,00132
8	231,4	5,7	0,00211	0,00173
9	227,5	5,6	0,00173	0,00117
10	245,1	6,0	-----	0,00081
11	227,5	5,6	-----	0,00076
Média	233,7	5,76	0,00204	0,00116
Desv. Pad.	21,9	0,5	0,00045	0,00040
Coef. Var.	9,4%	9,4%	21,9%	34,3%

Tabela 13.11 – Resultados obtidos – Deformações a tensão de 2 MPa – Prismas – Escala Reduzida

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação a 2 Mpa \approx 40% ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	17,5	6,9	0,00025	-----
2	16,5	6,5	0,00033	-----
3	14,6	5,8	0,00039	-----
4	12,9	5,1	0,00045	-----
5	14,5	5,7	0,00042	-----
6	17,4	6,8	0,00040	0,00028
7	18,6	7,3	0,00021	-----
8	16,3	6,4	0,00036	-----
9	12,4	4,9	0,00047	-----
10	13,1	5,2	0,00033	-----
11	15,3	6,0	0,00030	-----
12	14,5	5,7	-----	0,00025
Média	15,3	6,03	0,00036	0,00026
Desv. Pad.	2,0	0,8	0,00008	0,00002
Coef. Var.	13,0%	13,0%	23,1%	8,4%

Tabela 13.12 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Prismas – Escala Reduzida

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação na Ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	17,5	6,9	0,0034	-----
2	16,5	6,5	0,0025	-----
3	14,6	5,8	0,0030	-----
4	12,9	5,1	0,0027	-----
5	14,5	5,7	0,0028	-----
6	17,4	6,8	0,0022	0,0018
7	18,6	7,3	0,0029	-----
8	16,3	6,4	0,0028	-----
9	12,4	4,9	0,0028	-----
10	13,1	5,2	0,0025	-----
11	15,3	6,0	0,0030	-----
12	14,5	5,7	-----	0,0011
Média	15,3	6,03	0,00278	0,00143
Desv. Pad.	2,0	0,8	0,00030	0,00050
Coef. Var.	13,0%	13,0%	10,9%	34,9%

Tabela 13.13 – Resultados obtidos – Deformações a tensão de 1,5 MPa – Paredes – Escala Real

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação a 1,5 MPa \approx 40% ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	444,1	3,56	0,00047	-----
2	443,1	3,56	0,00035	0,00024
3	439,2	3,53	0,00031	0,00024
4	417,6	3,35	0,00030	0,00023
5	450,0	3,61	0,00038	-----
6	372,5	2,99	0,00029	0,00025
Média	427,8	3,43	0,00035	0,00024
Desv. Pad.	29,3	0,2	0,00007	0,00001
Coef. Var.	6,8%	6,8%	19,4%	2,6%

Tabela 13.14 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Paredes– Escala Real

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação na Ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	444,1	3,56	0,00193	-----
2	443,1	3,56	0,00153	0,00106
3	439,2	3,53	0,00220	0,00303
4	417,6	3,35	0,00226	0,00081
5	450,0	3,61	0,00226	-----
6	372,5	2,99	0,00244	0,00110
Média	427,8	3,43	0,00210	0,00150
Desv. Pad.	29,3	0,2	0,00033	0,00103
Coef. Var.	6,8%	6,8%	15,5%	68,5%

Tabela 13.15 – Resultados obtidos – Deformações a 40% – Paredes – Escala Reduzida

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação a 1,5 Mpa \approx 40%	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	40,2	5,3	0,00022	-----
2	37,0	4,9	0,00032	0,00027
3	35,8	4,7	0,00021	-----
4	37,3	4,9	0,00025	0,00027
5	34,8	4,6	0,00047	0,00023
6	37,3	4,9	0,00020	-----
Média	37,0	4,87	0,00028	0,00026
Desv. Pad.	1,8	0,2	0,00010	0,00002
Coef. Var.	4,9%	4,9%	37,7%	8,9%

Tabela 13.16 – Resultados obtidos – Deformações na Ruptura – Paredes– Escala Reduzida

CP	Carga (kN)	Resistência σ (MPa)	Deformação na Ruptura	
			Relógios do Sist.Aquisição (ϵ)	Extensômetro Aquisição (ϵ)
1	40,2	5,3	0,0024	-----
2	37,0	4,9	0,0018	0,00174
3	35,8	4,7	0,0011	-----
4	37,3	4,9	0,0016	0,00150
5	34,8	4,6	0,0025	0,00071
6	37,3	4,9	0,0014	-----
Média	37,0	4,87	0,00180	0,00132
Desv. Pad.	1,8	0,2	0,00055	0,00054
Coef. Var.	4,9%	4,9%	30,4%	40,8%

Tabela 13.17 – Ensaio ao cisalhamento – Tipo B – Escala Real

Ensaio Tipo B	Carga de Ruptura (kN)
1	35,00
2	38,00
3	44,00
4	36,50
5	54,00
6	36,00
Média	40,58
Desv.Pad.	7,310
Coef.Var.	18%

Tabela 13.18 – Ensaio ao cisalhamento –Escala Reduzida

Ensaio Tipo B	Carga de Ruptura (kN)
1	1,83
2	1,80
3	1,52
4	1,91
5	2,33
6	1,52
7	1,99
8	1,95
9	2,23
10	2,64
11	1,83
Média	1,96
Desv.Pad.	0,33
Coef.Var.	17%

14 ANEXOS II

ESTUDO COMPLEMENTAR: INFLUÊNCIA DO TIPO DE CURA DA ARGAMASSA

Com o objetivo de avaliar a influência do tipo de cura em corpos-de-prova de alvenaria de blocos de concreto, foi desenvolvido um estudo complementar em que foram realizados alguns ensaios em prismas da escala real e reduzida para analisar:

- a influência da cura na resistência à compressão da alvenaria e
- a aderência entre blocos e argamassa

Nesses ensaios foram analisadas três tipos de cura diferenciadas, a saber:

- ✚ cura com exposição a intempéries (condição ambiente)
- ✚ cura em laboratório (com presença de umidade) e
- ✚ cura em câmara úmida

✚ Cura com exposição a intempéries (condição ambiente) – TIPO 1

Este tipo de cura visa reproduzir as características e condições existentes em uma obra de alvenaria estrutural. Os corpos-de-prova permaneceram os 28 dias de cura a exposição dos fatores climáticos.

✚ Cura em laboratório (com presença de umidade) – TIPO 2

Depois de montados, os corpos-de-prova ficaram envoltos em sacos plásticos onde foram inseridas estopas umedecidas com o objetivo de evitar a perda de umidade excessiva para o ambiente.

🚧 Cura em câmara úmida – TIPO 3

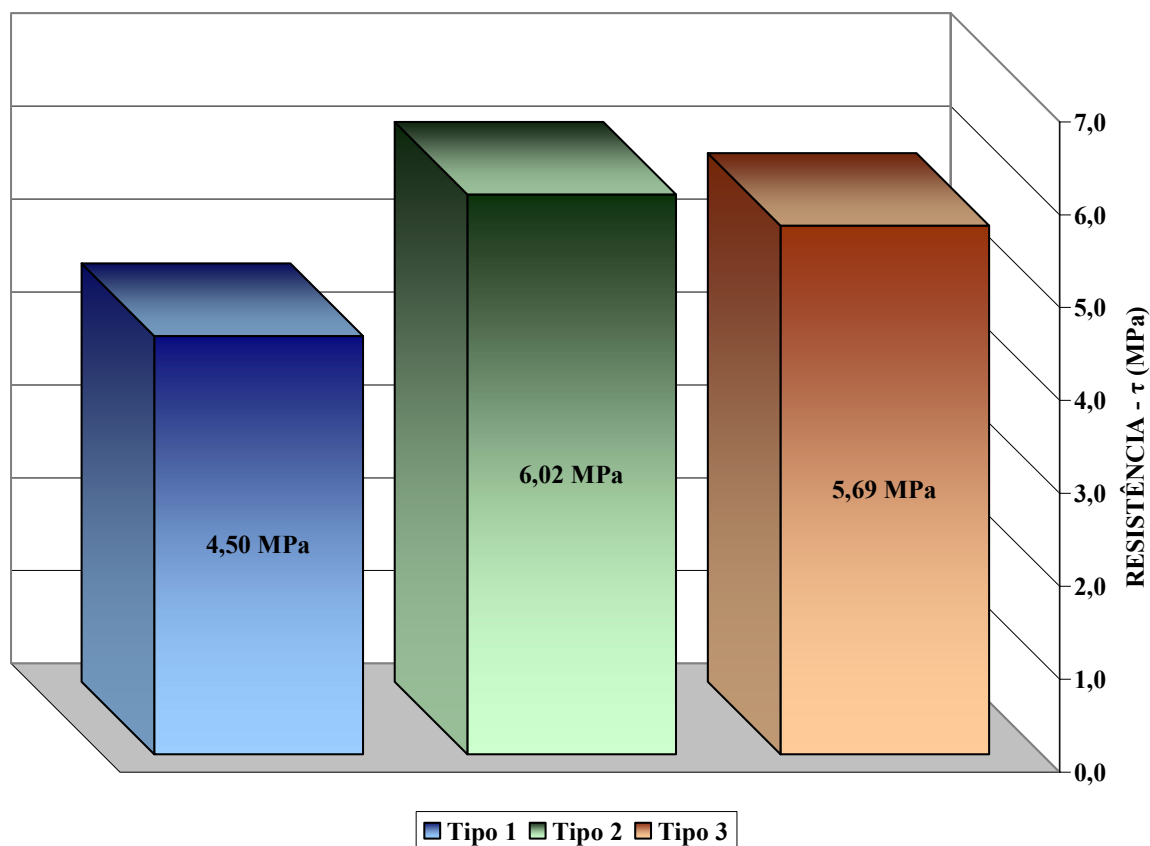
Os corpos-de-prova imediatamente após a sua montagem, foram levados para a câmara úmida, onde permaneceram até completar os 28 dias.

Tabela 14.1 – Quantitativo de corpos-de-prova

ESCALAS	Número de Corpos-de-prova (Compressão axial e Aderência)		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
REAL	6	6	6
REDUZIDA	6	6	6

Para cada tipo de análise, foram montados seis corpos-de-prova. Os resultados indicaram que a cura em laboratório (com presença de umidade) e a cura em câmara úmida são semelhantes, e, ambas, diferem significativamente, da cura com exposição a intempéries. As formas de ruptura e os resultados mostraram que quando a cura é realizada (TIPO 2 e TIPO3), existe um acréscimo de resistência nos prismas e também na aderência entre as unidades e argamassa.

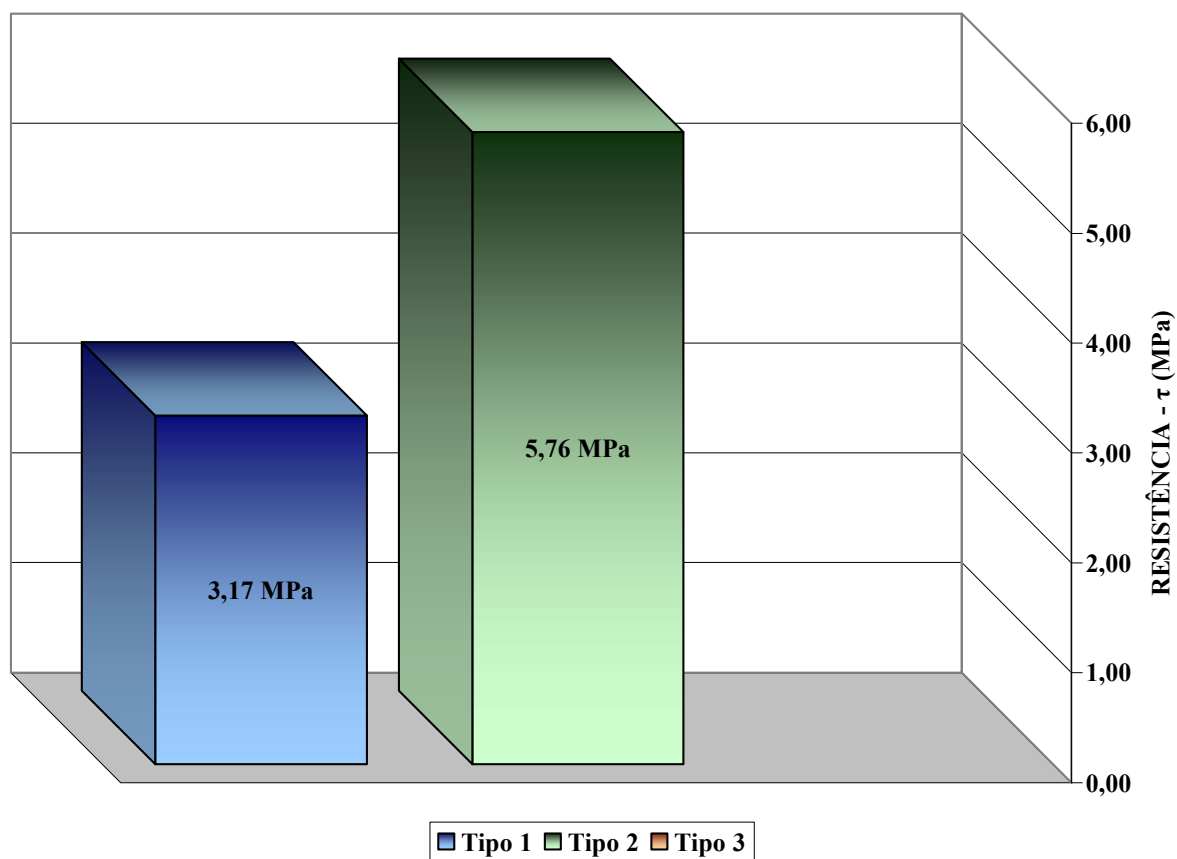
Através desses resultados, pode-se dizer que foi confirmada a hipótese da influência da cura nas juntas de argamassa. Os gráficos e tabelas comparativas são mostrados a seguir:

ENSAIOS EM PRISMAS – ESCALA REDUZIDA – COMPRESSÃO AXIAL**Ensaio de Compressão Axial - Prisma 1:4****Figura 14.1 – Gráfico comparativo**

Os dados que geraram este gráfico são apresentados nas tabelas a seguir

Tabela 14.2 – Ensaio à compressão axial – Prismas – Escala Reduzida

Cura Tipo	CARGA (kN)	RESISTÊNCIA (MPa)
1	11,40	4,50
2	15,30	6,00
3	14,40	5,70

ENSAIOS EM PRISMAS – ESCALA REAL – COMPRESSÃO AXIAL**Ensaio de Compressão Axial - Prisma 1:1****Figura 14.2 – Gráfico comparativo****Tabela 14.3 – Ensaio à compressão axial – Prismas – Escala Real**

Cura Tipo	CARGA (kN)	RESISTÊNCIA (MPa)
1	128,9	3,17
2	233,70	5,76
3		

ENSAIOS DE ADERÊNCIA DA ARGAMASSA – ESCALA REDUZIDA

Ensaio de Aderência - Prisma 1:4

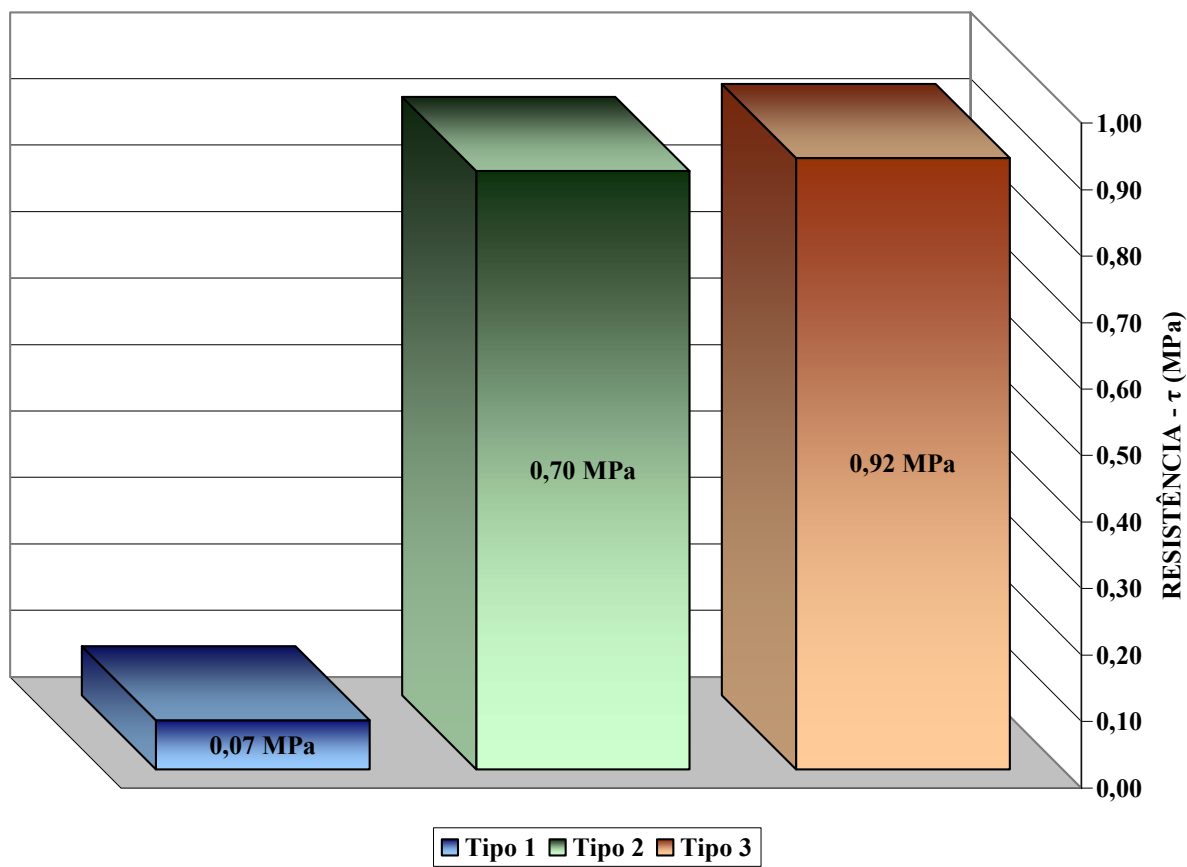


Figura 14.3 – Gráfico comparativo

Tabela 14.4 – Ensaio de Aderência – Escala Reduzida

Cura Tipo	CARGA (kN)	RESISTÊNCIA (MPa)
1	0,47	0,07
2	5,77	0,90
3	5,90	0,92

Algumas fotos dos ensaios de aderência são mostradas a seguir

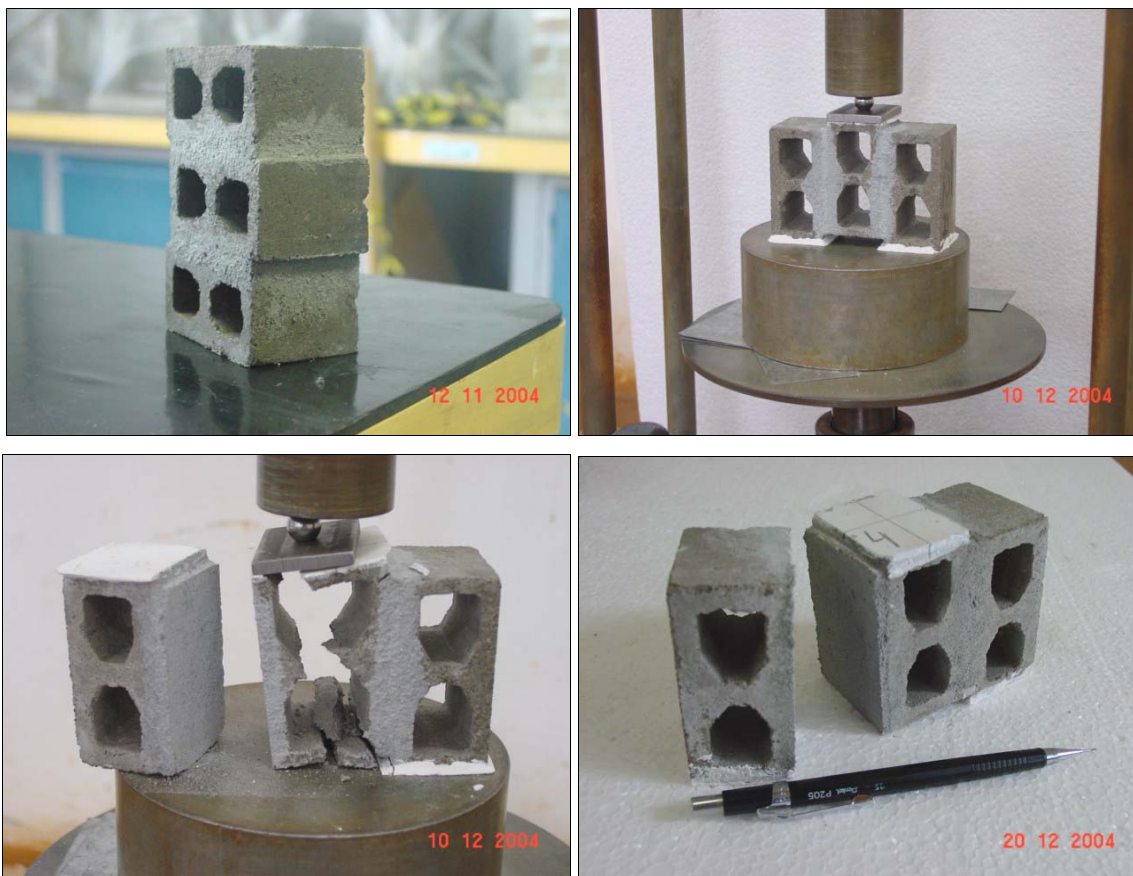


Figura 14.4 – Corpos-de-prova para ensaio de aderência

ASSINATURAS:

Ilha Solteira 20 de Março de 2005.

Rodrigo Menossi Maurício
Orientado

Jefferson Sidney Camacho
Orientador