

LUCAS DE OLIVEIRA CASTRO

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO DE PAREDES DE
BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SOB AÇÕES
VERTICAIS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2015

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

C355a
2015

Castro, Lucas Oliveira, 1989-

Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais / Lucas Oliveira Castro. – Viçosa, MG, 2015.
xvii, 163f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: Rita de Cássia Silva Sant Anna Alvarenga.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.123-126.

1. Engenharia de estruturas. 2. Alvenaria. 3. Blocos de concreto . I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.1

LUCAS DE OLIVEIRA CASTRO

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO DE PAREDES DE
BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SOB AÇÕES
VERTICAIS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 21 de agosto de 2015

Roberto Márcio da Silva
(Coorientador)

José Carlos Lopes Ribeiro
(Coorientador)

Guilherme Aris Parsekian

Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga
(Orientadora)

*Dedico a todos que,
diretamente ou indiretamente,
me ajudaram nessa conquista.*

AGRADECIMENTOS

A Deus pela vida, pelo que sou e pelo que tenho.

Agradeço aos meus pais Adelmiro de Castro e Rejane Aparecida de Oliveira Castro, fonte de exemplo, pela força e confiança em tudo que faço. A minha querida irmã Walquíria de Oliveira Castro pela amizade.

Agradeço a Mariana Tito pelo carinho e amor.

Aos amigos André Barbosa e Rafael dos Anjos por fazerem parte também desta caminhada.

A Blojaf pelo apoio prestado.

Agradeço aos técnicos do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, Afonso e Geraldo, que colaboraram e sempre ajudaram com os experimentos realizados nesse trabalho.

Agradeço ao White Santos que espontaneamente colaborou para o desenvolvimento deste trabalho sempre compartilhando suas experiências e saber.

Ao Departamento de Engenharia Civil da UFV e aos professores Rita de Cássia e Roberto Márcio pelo estímulo necessário e orientação para desenvolver o trabalho.

Agradeço à Universidade Federal de Viçosa e à Universidade Federal de Minas Gerais, apoios importantes para a realização e conclusão desse trabalho.

Agradeço à CAPES pela bolsa de estudo concedida.

LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xiv
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvii

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.1.1 Blocos de concreto de alta resistência.....	1
1.1.2 Interação de paredes.....	2
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Justificativa do Trabalho	3
1.4 Organização do Trabalho.....	3
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1 Generalidades	5
2.2 Componentes e propriedades da Alvenaria Estrutural.....	7
2.2.1 Bloco de concreto - unidade.....	7
2.2.2 Argamassa de assentamento.....	10
2.2.3 Graute	11
2.3 Fatores que interferem na resistência da alvenaria	12
2.3.1 Espessura da junta de argamassa.....	13
2.3.2 Resistência da argamassa	14
2.3.3 Tipo de assentamento da argamassa.....	14
2.4 Comportamento dos componentes e elementos da alvenaria	15
2.4.1 Módulo de deformação.....	16
2.4.2 Modos de ruptura	19
2.4.3 Critérios de ruptura.....	23
2.5 Interação de paredes	26
2.5.1 Procedimento de distribuição das ações verticais	28
2.5.2 Pesquisas sobre interação de parede.....	31
2.6 Comentários.....	45

3	MATERIAL E MÉTODOS.....	47
3.1	Descrição dos ensaios realizados.....	48
3.2	Caracterização física e mecânica dos blocos.....	50
3.2.1	Análise dimensional dos blocos, área líquida e absorção de água.....	50
3.2.2	Resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos blocos.....	52
3.3	Caracterização física e mecânica da argamassa.....	58
3.3.1	Propriedades do agregado.....	59
3.3.2	Metodologia de dosagem.....	59
3.3.3	Dosagem dos traços.....	61
3.4	Prismas de dois blocos.....	65
3.4.1	Moldagem dos prismas.....	65
3.5	Painéis de alvenaria.....	71
3.5.1	Definições dos modelos e montagem dos painéis.....	71
3.5.2	Instrumentação e execução dos ensaios de painéis.....	75
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	81
4.1	Blocos.....	81
4.1.1	Características físicas e geométricas.....	81
4.1.2	Caracterização mecânica.....	82
4.2	Argamassa de assentamento.....	88
4.2.1	Caracterização do agregado miúdo.....	88
4.2.2	Resistência à compressão das argamassas.....	89
4.2.2.1	Dosagem.....	89
4.2.2.2	Argamassa de assentamento dos prismas.....	89
4.2.2.3	Argamassa de assentamento dos painéis.....	89
4.2.3	Microscopia.....	90
4.2.3	Módulo de deformação dinâmico e estático.....	90
4.3	Prismas de dois blocos.....	91
4.3.1	Resistência à compressão.....	91
4.3.1	Modo de ruptura.....	93
4.2.2	Caracterização mecânica dos prismas.....	94
4.4	Painéis em formato H em escala real.....	97
4.4.1	Resistência à compressão.....	98
4.4.1.1	Painéis com apoio central.....	98
4.4.1.2	Painéis sem apoio central.....	98

4.4.2 Deformações.....	99
4.4.2.1 Painéis com apoio central.....	100
4.4.2.2 Painéis sem apoio central.....	103
4.4.3 Modos de ruptura	105
4.4.3.1 Painéis com apoio central.....	105
4.4.3.2 Painéis sem apoio central	109
4.4.4 Estimativa da taxa de transferência	113
4.4.5 Análise comparativa entre painéis com e sem apoio central	115
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
5.1 Conclusões.....	118
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
APÊNDICE A - Blocos	127
APÊNDICE B - Prismas	130
APÊNDICE C - Argamassa	132
APÊNDICE D – Painéis.....	139
APÊNDICE E – Análise Estatística.....	147
APÊNDICE F – Relatórios	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Dimensões de fabricação de blocos de concreto estrutural.....	7
Tabela 2-2 – Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos.....	8
Tabela 2-3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração.	8
Tabela 2-4 – Aceitação e rejeição	9
Tabela 2-5 – Amostragem de blocos de concreto estrutural	9
Tabela 2-6 – Resistência à compressão e módulo de deformação	19
Tabela 2-7 – Comparação entre as resistências à compressão de prismas obtidas em ensaios e calculadas por CHEEMA e KLINGNER (1986)	22
Tabela 3-1 – Ensaios realizados no programa experimental.....	48
Tabela 3-2 – Determinação da quantidade de aglomerante (Adaptado SANTOS 2014) – P.E. .	61
Tabela 3-3 – Determinação da quantidade de aglomerante (Adaptado SANTOS 2014) – P.P. .	61
Tabela 3-4 – Traços desenvolvidos para estudo de prismas	62
Tabela 3-5 – Traços iniciais em porcentagem	62
Tabela 3-6 – Traços iniciais em massa	62
Tabela 3-7 – Traços ajustados em porcentagem	62
Tabela 3-8 – Traços ajustados em massa	62
Tabela 3-9 – Traço final da argamassa em porcentagem.....	65
Tabela 3-10 – Traço final da argamassa em massa.....	65
Tabela 3-11 – Carga de trabalho estimada.....	78
Tabela 4-1 – Análise dimensional (largura, comprimento e altura do bloco padrão).....	81
Tabela 4-2 – Análise dimensional (septos, furo e raio das mísulas do bloco padrão)	82
Tabela 4-3 – Área líquida e absorção de água do bloco padrão.....	82
Tabela 4-4 – Resultados de resistência à compressão bloco padrão e meio bloco	83
Tabela 4-5 – Resultados de módulo de deformação e coeficiente de Poisson dos blocos padrão (BP)	83
Tabela 4-6 – Resultados de módulo de deformação em meio blocos (MB)	84
Tabela 4-7 – Características físicas do agregado miúdo	88
Tabela 4-8 – Resultados de resistência à tração e à compressão da argamassa (Dosagem)	89
Tabela 4-9 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Prismas).....	89
Tabela 4-10 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Painel c/ apoio central).....	90
Tabela 4-11 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Painel s/ apoio central).....	90
Tabela 4-12 – Módulo de deformação estático e dinâmico da argamassa – Traço 2.....	90
Tabela 4-13 – Resultado em prismas	91
Tabela 4-14 – Resultados das três séries de prismas.....	92

Tabela 4-15 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em prismas (Série 5).....	95
Tabela 4-16 – Carga de primeira fissura e carga máxima (parede com apoio central).....	98
Tabela 4-17 – Tensões de ruptura (com apoio central).....	98
Tabela 4-18 – Carga de primeira fissura e carga máxima (parede sem apoio central)	98
Tabela 4-19 – Tensões de ruptura (sem apoio central)	99
Tabela 4-20 – Módulo de deformação (parede com apoio central)	101
Tabela 4-21 – Módulo de deformação (parede sem apoio central).....	103
Tabela 4-22 – Relação entre as deformações médias nas abas e na alma e a taxa de transferência para a aba (parede com apoio central).....	114
Tabela 4-23 – Taxa de transferência para a aba (parede sem apoio central)	114
Tabela 4-24 – Módulo de deformação da alvenaria.....	117
Tabela A - 1 – Análise dimensional (largura x comprimento x altura).....	127
Tabela A - 2 – Análise dimensional (septos x furos x mísulas).....	127
Tabela A - 3 – Área líquida e área bruta	127
Tabela A - 4 – Absorção de água.....	127
Tabela A - 5 – Resistência à compressão.....	128
Tabela A - 6 – Resistência à compressão.....	128
Tabela A - 7 – Módulo de deformação	128
Tabela A - 8 – Coeficiente de Poisson	129
Tabela A - 9 – Módulo de deformação	129
Tabela B - 1 – Série 1	130
Tabela B - 2 – Série 2	130
Tabela B - 3 – Série 3	130
Tabela B - 4 – Série 4	130
Tabela B - 5 – Série 5	131
Tabela B - 6 – Módulo de deformação	131
Tabela B - 7 – Coeficiente de Poisson	131
Tabela C - 1 – Módulo de deformação dinâmico.....	132
Tabela C - 2 – Módulo de deformação estático	132
Tabela C - 3 – Resistência à tração na flexão (Traço 1)	132
Tabela C - 4 – Resistência à compressão (Traço 1).....	132
Tabela C - 5 – Resistência à tração na flexão (Traço 2)	133
Tabela C - 6 – Resistência à compressão (Traço 2).....	133

Tabela C - 7 – Resistência à tração na flexão (Traço 3)	133
Tabela C - 8 – Resistência à compressão (Traço 3)	133
Tabela C - 9 – Resistência à tração na flexão	134
Tabela C - 10 – Resistência à compressão	134
Tabela C - 11 – Resistência à tração (Painel 1)	135
Tabela C - 12 – Resistência à compressão (Painel 1)	135
Tabela C - 13 – Resistência à tração (Painel 2)	135
Tabela C - 14 – Resistência à compressão (Painel 2)	136
Tabela C - 15 – Resistência à tração (Painel 3)	136
Tabela C - 16 – Resistência à compressão (Painel 3)	136
Tabela C - 17 – Resistência à tração (Painel 4)	137
Tabela C - 18 – Resistência à compressão (Painel 4)	137
Tabela C - 19 – Resistência à tração (Painel 5)	137
Tabela C - 20 – Resistência à compressão (Painel 5)	138
Tabela C - 21 – Resistência à tração (Painel 6)	138
Tabela C - 22 – Resistência à compressão (Painel 6)	138
Tabela D - 1 – Carga de primeira fissura e carga máxima (Painel com apoio central).....	139
Tabela D - 2 – Média das deformações (Painel 1).....	139
Tabela D - 3 – Média das deformações (Painel 2).....	140
Tabela D - 4 – Média das deformações (Painel 3).....	141
Tabela D - 5 – Carga de primeira fissura e carga máxima (Painel sem apoio central)	143
Tabela D - 6 – Média das deformações (Painel 4).....	143
Tabela D - 7 – Média das deformações (Painel 5).....	144
Tabela D - 8 – Média das deformações (Painel 6).....	144
Tabela D - 9 – Deslocamento horizontal – Painéis com apoio central	146
Tabela D - 10 – Deslocamento horizontal – Painéis sem apoio central.....	146
Tabela E - 1 – Resultados prismas.....	148
Tabela E - 2 – Teste F (Prismas).....	148
Tabela E - 3 – Resultados painéis (kgf)	150
Tabela E - 4 – Teste F (Painéis).....	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Catedral de Notre Dame (Paris-1250) e Muralha da China (China – 1644)	5
Figura 2-2 – Arquitetura utilizando arcobotante e contraforte.....	6
Figura 2-3 – Dimensão do furo e mísulas	8
Figura 2-4 – Variações máximas da espessura das juntas de argamassa	13
Figura 2-5 – Localização dos DT's nos blocos e prismas (a). Deformação do bloco isolado (b) e no bloco central do prisma (c)	17
Figura 2-6 – Mecanismo de restrição das placas em blocos vazados	20
Figura 2-7 – Mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto, com assentamento nas faces longitudinais	20
Figura 2-8 – Modos de ruptura de prismas de blocos de concreto confeccionados com diferentes traços.	21
Figura 2-9 – Modo de ruptura de prismas de blocos de concreto	21
Figura 2-10 – Curva de ruptura dos prismas não-grauteados	23
Figura 2-11 – Envoltória de ruptura de MOHR.....	24
Figura 2-12 – Modelo representando as deformações laterais.....	24
Figura 2-13 – Distribuição de tensões conforme o modelo de HILSDORF	25
Figura 2-14 – Distribuição das tensões verticais e horizontais nos componentes	26
Figura 2-15 – Amarração direta (a) e amarração indireta com utilização de barra metálica (b). ..	26
Figura 2-16 – Interação de paredes sob carregamento vertical.....	27
Figura 2-17 – Interação de paredes em região de janela.....	27
Figura 2-18 – Carga vertical para paredes isoladas	28
Figura 2-19 – Grupo de paredes isoladas.....	29
Figura 2-20 – Grupo de paredes.....	30
Figura 2-21 – Edifício medelado em elementos finitos	31
Figura 2-22 – Esquema de carregamento.....	31
Figura 2-23 – Ensaio de Sinha e Hendry	32
Figura 2-24 – Esquema de carregamento.....	33
Figura 2-25 – Forma de ruptura das torres.....	33
Figura 2-26 – Formato e dimensões dos painéis de alvenaria	34
Figura 2-27 – Formato e dimensões dos painéis de alvenaria	34
Figura 2-28 – Formas e dimensões das paredes ensaiadas por Camacho (2001)	35
Figura 2-29 – Esquema de carregamento e formas de ruptura (CAMACHO, 2001).....	36
Figura 2-30 – Formas de ruptura parede tipo PHTG (CAMACHO, 2001)	37
Figura 2-31 – Detalhe da forma de ruptura – (a) amarração direta, (b) amarração indireta	38
Figura 2-32 – Modelos em escala reduzida e modelos em escala natural.....	39

Figura 2-33 – Painéis H1 com e sem laje de topo.....	40
Figura 2-34 – Painéis H2 com e sem laje de topo.....	40
Figura 2-35 – Painéis H3 com e sem laje de topo.....	41
Figura 2-36 – Modelo de parede a ser ensaiada.....	42
Figura 2-37 – Instrumentação das paredes com LVDT e extensômetros	42
Figura 2-38 – Caracterização dos blocos de concreto.....	44
Figura 2-39 – Dimensões das paredes ensaiadas	44
Figura 2-40 – Instrumentação das paredes com DT's.....	45
Figura 2-41 – Corpo de prova instrumentado	45
Figura 3-1 – Dimensões dos blocos de concreto da família M15	47
Figura 3-2 – Blocos de concreto estrutural	48
Figura 3-3 – Blocos colocados na estufa para a determinação da massa seca (m_1).....	51
Figura 3-4 – Bloco pesado na condição de saturado superfície seca para obter (m_2).....	52
Figura 3-5 – Bloco colocado na balança hidrostática para determinação da massa aparente (m_4)	52
Figura 3-6 – Blocos sendo capeados e equipamentos utilizados	53
Figura 3-7 – Blocos preparados para instrumentação	53
Figura 3-8 – Marcação dos blocos e aplicação da massa plástica.....	54
Figura 3-9 – Bloco com a superfície lixada com sua marcação e extensômetros aplicados	54
Figura 3-10 – Bloco instrumentado	55
Figura 3-11 – Calibração da célula de carga com anel dinamométrico	56
Figura 3-12 – Esquema de ensaio	56
Figura 3-13 – Bloco posicionado para ensaio e sistema de aquisição de dados	57
Figura 3-14 – Esquema do ensaio, ao fundo prensa EMIC.....	57
Figura 3-15 – Capeamento dos meio blocos.....	58
Figura 3-16 – Posição do clip-gauge no meio bloco.....	58
Figura 3-17 – Ensaio de granulometria e massa específica no agregado miúdo.....	59
Figura 3-18 – 1) Molde metálico – 2) Moldagem dos corpos de prova de argamassa – 3) Corpos de prova prismático	63
Figura 3-19 – Resistência à tração na flexão e resistência à compressão de corpos de prova de argamassa	63
Figura 3-20 – 1) Prensa para ensaio em argamassa 2) Visor com apresentação de valor máximo	64
Figura 3-21 – Detalhe do argamassamento total.....	66
Figura 3-22 – Prismas de dois blocos em cura ambiente	66
Figura 3-23 – Prensa EMIC e bloco posicionado para ensaio	66
Figura 3-24 – Prismas sendo preparados para caracterização.....	67

Figura 3-25 – Esquema de instrumentação dos prismas	68
Figura 3-26 – Esquema de ensaio dos prismas	68
Figura 3-27 – Preparação dos corpos de prova	69
Figura 3-28 – Configuração do ensaio em prismas.....	69
Figura 3-29 – Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico em argamassa	70
Figura 3-30 – Corpos de prova de argamassa capeados	71
Figura 3-31 – Configuração do ensaio de módulo de elasticidade estático	71
Figura 3-32 – Disposição em planta dos blocos nas diferentes fiadas (fiada ímpar e fiada par)	72
Figura 3-33 – Elevação dos painéis de alvenaria (elevação 1 e elevações 2 e 3)	72
Figura 3-34 – Preparação e transporte da argamassa.....	73
Figura 3-35 – Primeira etapa do painel de alvenaria executada.....	73
Figura 3-36 – Primeira etapa do painel de alvenaria executada.....	74
Figura 3-37 –Gabarito com isopor na parede central / detalhe parede central sem apoio	74
Figura 3-38 –Painel de alvenaria executado e sendo transportado	75
Figura 3-39 –Numeração utilizada nos DT's	76
Figura 3-40 –Pontos instrumentados na parede central	76
Figura 3-41 –Pontos instrumentados nas abas interna e externa.....	77
Figura 3-42 –Rótulas utilizadas no ensaio dos painéis	79
Figura 3-43 –Capeamento realizado na base do painel e na sua última fiada.....	79
Figura 3-44 – Painel instrumentado e sistema de aquisição de dados	80
Figura 3-45 –Esquema de ensaio dos painéis de alvenaria	80
Figura 4-1 –Legenda de nomenclatura para deformações adotada nos blocos padrão	83
Figura 4-2 –Modos de ruptura do bloco padrão, (a) fissura vertical e (b) tronco cônica.....	87
Figura 4-3 Modo de ruptura do meio bloco, região de esfacelamento.....	87
Figura 4-4 – Curva granulométrica do agregado miúdo	88
Figura 4-5 – Microscopia da argamassa – Traços 1, 2 e 3 respectivamente. Ampliação de 5 vezes.	90
Figura 4-6 Modo de ruptura do prisma – Série 1 (argamassa – traço 1).....	93
Figura 4-7 Modo de ruptura do prisma – Série 2 (argamassa – traço 2).....	93
Figura 4-8 Modo de ruptura do prisma – Série 3 (argamassa – traço 3).....	94
Figura 4-9 Modo de ruptura do prisma – Série 4 (argamassa parcial – traço 2).....	94
Figura 4-10 –Legenda de nomenclatura para deformações adota nos primas	95
Figura 4-11 –Posição dos DT's no painel.....	100
Figura 4-12 – Fissuras verificadas durante os ensaios (Painéis com apoio central)	105
Figura 4-13 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma (Painel 1)	106
Figura 4-14 – Abertura de fissura na parte central da aba e alma (Painel 1)	106

Figura 4-15 – Ruptura (Painel 1)	106
Figura 4-16 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma / interseção aba (Painel 2)	107
Figura 4-17 – Abertura de fissura na alma e ruptura no local de aplicação de carga (Painel 2)	107
Figura 4-18 – Ruptura (Painel 2)	107
Figura 4-19 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma / interseção aba (Painel 3)	108
Figura 4-20 – Abertura de fissura (escalonada) na parte central da aba e alma (Painel 3)	108
Figura 4-21 – Ruptura (Painel 3)	108
Figura 4-22 – Fissuras verificadas durante os ensaios (Painéis sem apoio central).....	109
Figura 4-23 - Fissuras na alma e despreendimento da aba (Painel 4)	110
Figura 4-24 – Ruptura (Painel 4)	110
Figura 4-25 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma e aba (Painel 5)	111
Figura 4-26 – Abertura de fissura na parte central da aba e alma (Painel 5)	111
Figura 4-27 – Ruptura (Painel 5)	111
Figura 4-28 – Ruptura (Painel 6)	112
Figura 4-29 – Ruptura na base (Painel 6)	112

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a - absorção de água

A - área bruta da seção transversal

A_{liq} - área líquida

C_{agua} - teor de água no traço da argamassa

C_{areia} - teor de agregado miúdo no traço da argamassa

C_{cal} - teor de cal no traço da argamassa

$C_{cimento}$ - teor de cimento no traço da argamassa

C_{vazios} - coeficiente de vazios

f_a - resistência à compressão média da argamassa

f_b - resistência à compressão média dos blocos

f_c - resistência à compressão uniaxial da alvenaria

f_i - resistência à compressão da unidade

f_p - resistência à compressão média do prisma

f_m - resistência à compressão média da argamassa

f_k - resistência à compressão média da alvenaria

f_{bk} - resistência à compressão característica do bloco

f_{ek} - resistência à compressão característica do bloco pela norma

f_{pk} - resistência à compressão característica do prisma

f_t - resistência à tração da argamassa

e_{enr} - espessura do enrijecedor

E_{arg} - módulo de deformação da argamassa

E_b - módulo de deformação do bloco

E_{din} - módulo de elasticidade dinâmico da argamassa

E_{est} - módulo de elasticidade estático da argamassa

E_p - módulo de deformação do prisma

E_{pa} - módulo de deformação da parede

h_b - altura da unidade

H - altura total da parede
 h_{ef} - altura efetiva da alvenaria
 l_{enr} - espaçamento entre eixos de enrijecedores adjacentes
 m_1 - massa seca em estufa
 m_2 - massa saturada
 m_4 - massa aparente
 n - número de unidades da amostra
 N_k - força normal característica
 r - raio
 t - largura da unidade (espessura da parede)
 t_{enr} - comprimento do enrijecedor
 t_{ef} - espessura efetiva da alvenaria
 P - coeficiente de Poisson
 V_s - volume de sólidos
 V_t - volume total
 V_u - volume de vazios
 w_b - massa específica unitária do bloco
 ν - coeficiente de Poisson tabelado
 υ - velocidade de propagação da onda
 γ_a - massa específica da água
 γ_u - massa específica unitária do agregado miúdo
 γ_y - massa específica real do agregado miúdo
 γ_f - coeficiente de ponderação das ações
 γ_m - coeficiente de ponderação das resistências

RESUMO

CASTRO, Lucas de Oliveira, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2015. **Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais.** Orientadora: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Coorientadores: Roberto Márcio da Silva e José Carlos Lopes Ribeiro.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alto desempenho (CAD), sob ações verticais. Foram ensaiadas duas séries de painéis em formato H em escala real, com amarração direta, sendo três painéis com a parede central (alma) apoiada e três painéis sem o apoio. O programa experimental abrangeu também ensaios de caracterização física e mecânica dos blocos, dos prismas de dois blocos e da argamassa. Foram obtidos os módulos de deformação, tanto para as argamassas, blocos e prismas, quanto para os painéis de alvenaria e o coeficiente de Poisson para os blocos. Para escolha do traço de argamassa, foram avaliadas três séries de prismas, utilizando-se argamassas com resistências médias à compressão iguais a 40% (série 1), 70% (série 2) e 100% (série 3) da resistência característica à compressão dos blocos, respectivamente, referida à área bruta. Todas as argamassas utilizadas no programa experimental foram dosadas utilizando o método proposto por Santos (2014). Com base nos resultados dessas séries, foram confeccionadas e ensaiadas duas novas séries, ambas utilizando a argamassa da série 2, sendo uma com argamassamento parcial nas paredes longitudinais (série 4) e outra com argamassamento total para sua caracterização (série 5). Os painéis de alvenaria utilizaram o segundo traço em sua confecção. Os resultados dos prismas permitiram avaliação da eficiência prisma/bloco, além dos modos de ruptura, que variaram para as diferentes configurações de ensaio. Os valores do módulo de deformação e coeficiente de Poisson médio mostraram uma boa relação com as recomendações da norma. A análise de variância das amostras submetidas à compressão (prismas) mostra que existe influência da resistência da argamassa na resistência à compressão dos prismas. Os resultados dos ensaios de painéis mostraram que os modos de ruptura foram predominantemente na parede central, abaixo do ponto de aplicação da carga com trincas na diagonal e escalonada e que existe transferência de carga da parede central (alma) para as abas, principalmente no trecho inferior dos painéis.

ABSTRACT

CASTRO, Lucas de Oliveira, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2015. **Experimental evaluation of the interaction of high strenght concrete block walls under vertical loads.** Adviser: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Co-advisers: Roberto Márcio da Silva and José Carlos Lopes Ribeiro.

This study aims to evaluate the interaction between structural masonry walls of high strenght concrete blocks, under vertical loads. Two panels series were studied in format “H”, full scale and direct bond, three panels with the central wall (web) support and three panels without central wall support. The experimental program also included tests of physical and mechanical characterizations of mortar, blocks and prisms of two blocks. The modulus of elasticity were obtained for mortars, blocks, prism and for masonry painels; Poisson's ratio was obtained for blocks. Three prisms series were evaluated to select the mortar's line, each using a different mortar trace with mean resistance to compression equal to 40% (series 1), 70% (series 2) and 100% (series 3) of the block's compressive strength characteristic, referred to its gross area. All mortars used in the experimental program were dosaged using the method proposed by Santos (2014). Two new series (serie 4 and serie 5) were made based on the results of these three series, both using the mortar from serie 2; serie 4 was made with partial mortar on longitudinal walls, while serie 5 was made with full mortar for its characterization. The results of the prisms allowed the evaluation of the prism/block efficiency, in addition to the failure modes, which changed for different test configurations. The values of the modulus of elasticity and Poisson's ratio average showed good relationship with standard recommendations. The variance analysis of the samples subjected to compression (prism) shows that there is influence of mortar strength in the compression resistance of the prisms. To making masonry panels was used the second mortar trace. The results of the panel test show that the failure mode was predominantly in the central wall, below the load application point, with diagonal and staggered cracks, and that there is charge transfer (web) for the flages, mainly in the bottom section of the panels.

1.1 Considerações iniciais

1.1.1 Blocos de concreto de alta resistência

A crescente demanda por projetos com um maior número de pavimentos, a necessidade do uso de peças com dimensões cada vez menores e aumento na vida útil das obras fez com que a indústria desenvolvesse novos materiais. Com o aparecimento de manifestações patológicas nos edifícios executados com concretos de resistências usuais, percebeu-se a necessidade de dar ênfase a outras propriedades que pudessem garantir durabilidade às estruturas de concreto, sendo essas tão importantes quanto a resistência.

Historicamente, percebe-se uma evolução nos incrementos de resistências nos concretos, em função das necessidades estruturais. A utilização de adições minerais (sílica ativa, argila calcinada) e aditivos plastificantes, aliado a uma baixa relação água/cimento e alto consumo de aglomerante melhoraram a sua resistência além de diminuir sua porosidade e permeabilidade.

O bloco de concreto de alta resistência apresenta como característica a durabilidade aumentada e a porosidade reduzida, o que gera um bloco mais compacto e resistente. Segundo Price (2003), o bloco de alta resistência pode ser manipulado para diversas técnicas construtivas, e as principais aplicações do bloco têm sido grandes edifícios e, menos comum, em estruturas marítimas.

O bloco de concreto de alta resistência ainda representa um pequeno volume no mercado. Suas características, ainda que melhores, proporcionam um custo maior que os blocos com resistência menores. Além disso, a seleção de materiais para a produção do bloco de alta resistência está limitada por considerações econômicas porque, com a finalidade de permanecer tecnicamente competitivo com o concreto usual, os custos de produção terão que ser tão baixos quanto possível (AITCIN, 2000).

1.1.2 Interação de paredes

Dentro da realidade brasileira, a interação de paredes, ganha interesse e necessidade de investigação. Em relação a pesquisas internacionais, a reduzida investigação relaciona-se, possivelmente, à prática usual de construírem-se edifícios de poucos pavimentos em alvenaria.

A consideração de funcionamento isolado das paredes, na maioria das vezes, não leva a problemas econômicos, mesmo com o desprezo da interação de paredes, já que as resistências mínimas exigidas por normas e/ou a espessura necessárias para garantir o conforto ambiental são suficientes.

Existem poucas citações sobre o assunto e algumas são divergentes. Alguns pesquisadores consideram que as paredes trabalham isoladamente, como Sinha e Hendry (1981), enquanto outros admitem a interação de paredes adjacentes, como Camacho (1995) Capuzzo Neto (2000), isto é, consideram a possibilidade de transferência de força de uma parede para outra, apesar de esperarem uma maior homogeneização das cargas.

A razão da existência da interação de paredes se deve ao fato de que, na ligação entre blocos, exista a transferência de carga de um bloco para o outro. Em grupos de paredes onde as paredes são construídas com a amarração direta, o intertravamento das unidades permite a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria. Na amarração indireta, a interação de paredes ocorre, não devido ao travamento dos blocos, mas através de outros elementos que garantam a transferência de força.

1.2 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar o comportamento, sob o ponto de vista estrutural, de blocos, de prismas e de paredes em formato H, em escala real, executadas com blocos de concreto de alta resistência, submetidas à ações verticais, por meio de ensaios experimentais.

Como objetivos específicos, tem-se:

- efetuar ensaios de caracterização dos blocos estruturais de concreto;
- realizar ensaios de prismas compostos por dois blocos estruturais de concreto, com diferentes traços de argamassa e definir um traço para fabricação das paredes;

- efetuar ensaios de painéis de alvenaria estrutural em formato H compostos por blocos estruturais de concreto com amarração direta, sendo três com apoio na parede central e três sem o apoio central;
- efetuar comparações, em termos de resistência e rigidez, entre os resultados experimentais obtidos e os disponíveis na literatura.

1.3 Justificativa do Trabalho

No contexto da construção em alvenaria estrutural entende-se que há espaço favorável à introdução dos blocos de concreto de alto desempenho (CAD) devido ao seu bom desempenho estrutural e durabilidade, além das demais características favoráveis que apresentam. Outro fator relevante é que os estudos realizados analisaram blocos com propriedades diferentes das apresentadas pelo bloco de concreto de alto desempenho.

Os resultados dos experimentos poderão ser utilizados para calibrar um modelo numérico consistente para simulação do comportamento de edifícios de alvenaria com blocos de concreto de alto desempenho, contribuindo para o avanço da pesquisa sobre esse assunto.

Além disso, o estudo da interação entre paredes constituídas por blocos de alto desempenho poderá contribuir para o esclarecimento sobre a ocorrência da uniformização de tensões, fator que afeta decisivamente a segurança e a economia dos projetos de alvenaria, e para a consequente aplicação desse processo construtivo em edificações maiores.

1.4 Organização do Trabalho

O trabalho está estruturado em cinco capítulos, procurando relatar as diferentes etapas e o processo de elaboração da dissertação. O capítulo 1 apresenta uma introdução sobre a alvenaria estrutural, sua evolução ao longo do tempo, blocos de alto desempenho e ainda a interação de paredes. Expõem os objetivos deste trabalho, justifica a importância do estudo realizado e mostra a estruturação da dissertação.

O Capítulo 2 inicia com o histórico da alvenaria estrutural e segue com a revisão bibliográfica abordando os componentes, propriedades da alvenaria estrutural e fatores que interferem na sua resistência à compressão. Versa sobre o comportamento dos elementos da alvenaria, como módulo de elasticidade, modos e critérios de ruptura. Por

fim, explora a interação de paredes, formas de interação, métodos de distribuição de ações verticais e eficiência de ligações de paredes.

O Capítulo 3 é apresentado o programa experimental realizado na pesquisa. Estão incluídos, neste Capítulo, as normas técnicas e procedimentos de ensaio, os materiais e equipamentos utilizados e a caracterização do material utilizado. Os resultados obtidos na pesquisa são apresentados no Capítulo 4 seguidos de discussão.

No Capítulo 5 são apresentadas as considerações finais. Nele constam as conclusões do trabalho com uma análise crítica dos resultados obtidos nos ensaios e são estabelecidas comparações entre resultados da literatura e sugestões para trabalhos futuros. Por fim, segue as Referências Bibliográficas e os Apêndices, os quais contêm os resultados detalhados encontrados no programa experimental.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Generalidades

O uso de alvenaria como elemento estrutural existe há milhares de anos e teve início com a utilização do conhecimento empírico. As primeiras construções que marcaram a humanidade, pelos aspectos estruturais e arquitetônicos, eram compostas por unidades de blocos de pedra ou cerâmicos intertravados com ou sem material ligante. Na Figura 2-1 são apresentadas algumas dessas construções que utilizaram em sua estrutura a alvenaria.



Figura 2-1 – Catedral de Notre Dame (Paris-1250) e Muralha da China (China – 1644)

Fonte: FRECHAL. Disponível em: <<http://www2.frechalnet.com.br/blog/frechal/curiosidades/alvenaria-estrutural-conheca-a-tecnica-usada-pela-frechal/>>. Acesso em: 15/setembro de 2014.

Apesar da presença de blocos de pedra ou cerâmicos como material estrutural tornar o sistema estrutural limitado, algumas obras, como catedrais, castelos e pirâmides, existentes até os dias de hoje, em excelente estado de conservação, comprovam o potencial, a qualidade e a durabilidade deste processo construtivo.

A arquitetura desta época utilizava a tipologia em arco que permitia vencer grandes vãos. O uso de contrafortes e arcobotantes, ou a combinação dessas formas, permitia o transporte das cargas para fundação e fazia com que as estruturas funcionassem basicamente à compressão. Na Figura 2-2 é ilustrada essa tipologia.

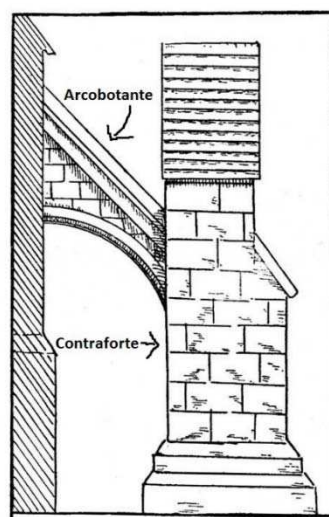


Figura 2-2 – Arquitetura utilizando arcobotante e contraforte

Fonte: <<http://allegroallegorico.blogspot.com.br/2011/03/contraforte-ilustracao.html>>. Acesso em: 15 de setembro de 2014.

Até o início do século XX as verificações da capacidade resistente dos materiais e da estrutura eram basicamente empíricas. O conhecimento era adquirido pelas experiências dos construtores e passado de geração em geração.

A partir do final da década de 1960 inicia-se o emprego do bloco de concreto em alvenaria estrutural no Brasil. Camacho (1986) observa que, no princípio da alvenaria estrutural, as construções antecederam às pesquisas na área e estavam concentradas em algumas regiões como São Paulo, na década de 1970, e em Porto Alegre, em 1984.

Com a consolidação das técnicas construtivas e normas técnicas, a alvenaria estrutural passou a ter um grande impulso. Dentro do sistema, 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).

O presente capítulo aborda o tema alvenaria estrutural, destacando os pontos de maior relevância ao presente trabalho. Também são descritos trabalhos de outros pesquisadores sobre a distribuição das ações verticais em painéis de alvenaria.

2.2 Componentes e propriedades da Alvenaria Estrutural

2.2.1 Bloco de concreto - unidade

O bloco de concreto surgiu em meados do século XIX, na Europa. Naquela época eles eram fabricados como elementos maciços, sendo então muito pesados e de difícil manuseio. No Brasil, o bloco foi introduzido em 1950 e sua instalação foi um marco na história do início do desenvolvimento do método racional no país (ALY, 1991, *apud* CUNHA, 2001).

O bloco de concreto tem a seu favor o fato de possuir vários fornecedores, além de apresentar boa resistência à compressão. Entretanto, é mais pesado e não possui o mesmo isolamento térmico da cerâmica. A ABNT NBR 6136:2014 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos define o bloco como um elemento de alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta.

A norma estabelece requisitos para a identificação dos blocos e o não atendimento destes em qualquer corpo de prova da amostragem é suficiente para a rejeição de todo o lote. Além destes requisitos, o bloco não deve apresentar defeitos como quebras, superfícies irregulares ou deformações que impeçam o seu emprego na função.

Na Tabela 2-1 é apresentada as dimensões dos blocos de concreto de acordo com sua modulação ou família ao qual ele pertence. Na Tabela 2-2 são mostrados a designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos.

Tabela 2-1 – Dimensões de fabricação de blocos de concreto estrutural

Família	Largura	Altura	Medida nominal (mm)					
			Comprimento					
			Inteiro	Meio	2/3	1/3	Compensador a	Compensador b
20x40	190	190	390	190	-	-	90	40
15x40	140	190	390	190	-	-	90	40
15x30	140	190	290	140	-	-	-	-
12,5x40	115	190	390	190	-	-	90	40
12,5x25	115	190	240	115	-	-	-	-
12,5x37,5	115	190	365	-	240	115	-	-
10x40	90	190	390	190	-	-	90	40
10x30	90	190	290	140	190	90	-	-
7,5x40	65	190	390	190	-	-	90	40

Nota 1 – As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta tabela são de ($\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e o comprimento).

Nota 2 – Os comprimentos das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.

Tabela 2-2 – Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos

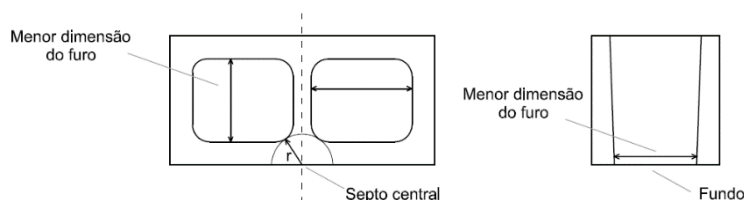
Classe	Largura nominal (mm)	Paredes longitudinais ¹ (mm)	Paredes transversais	
			Paredes ¹ (mm)	Espessura equivalente ² (mm/m)
A	190	32	25	188
	140	25	25	188
B	190	32	25	188
	140	25	25	188
C	190	18	18	135
	140	18	18	135
	115	18	18	135
	90	18	18	135
	65	15	15	113

1 – Média das medidas das paredes tomadas no ponto mais estreito.

2 – Soma das espessuras das paredes transversais (mm) dividida pelo comprimento nominal do bloco (m).

Fonte: ABNT NBR 6136:2014

Atendidas as exigências dessa norma, os blocos devem obedecer os seguintes requisitos da ABNT NBR 12118:2013 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. A menor dimensão do furo (D_{furo}), que deve ser maior ou igual a 70 mm para blocos *M15* e maior ou igual a 110 mm para blocos *M20*. Esses requisitos são exigidos para a classe de blocos de concreto A e B. Ainda devem ter mísulas de acomodação com raio (r) mínimo de 40 mm e os blocos classes B e C devem ter mísulas com raio mínimo de 20 mm, com centro tomado no encontro da face externa da parede longitudinal com o eixo transversal do bloco. Na Figura 2-3 é ilustrado a maneira de como deve ser tomada a mísula.

**Figura 2-3 – Dimensão do furo e mísulas**

No que se refere à determinação das características físicas, a norma que estabelece os critérios de avaliação é a ABNT NBR 6136:2014. As características avaliadas são a resistência característica, a absorção de água do bloco e a retração. Na Tabela 2-3 é apresentado um resumo das características exigidas pela norma.

Tabela 2-3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração.

Classificação	Classe	Res. car. à compressão ¹ (MPa)	Absorção média em %				Retração ² (%)
			Agregado normal		Agregado leve		
			Ind.	Média	Ind.	Média	
C/ função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} \leq 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	
C/ ou s/ função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	

1 – Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.

2 – Facultativo.

A aceitação e rejeição do lote definido pela norma segue na Tabela 2-4. O número de corpos de prova e contraprova seguem na Tabela 2-5.

Tabela 2-4 – Aceitação e rejeição

Ensaio	Aceitação	Rejeição
Inspeção visual	≤10,0%	>10,0%
Dimensional	Prova e contraprova	Contraprova
Compressão	Prova e contraprova	Contraprova
Absorção	Prova e contraprova	Contraprova

Tabela 2-5 – Amostragem de blocos de concreto estrutural

Nº de blocos do lote	Nº de blocos da amostra		Nº mín. de blocos para ensaio dim e resistência à compressão		Nº de blocos para ensaio de absorção e área líquida
	Prova	Contraprova	D.P. não conhecido	D.P. conhecido	
Até 5000	7 ou 9	7 ou 9	6	4	3
5001 a 10000	8 ou 11	8 ou 11	8	5	3
10001 a 40000	10 a 13	10 a 13	10	6	3

Fonte: ABNT NBR 6136:2014.

Dentre as principais propriedades mecânicas do bloco, as que o caracterizam são a resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e não muito comum o coeficiente de Poisson.

A resistência à compressão do bloco é o fator que mais contribui para a resistência final da alvenaria, entretanto o ganho de resistência da alvenaria não é proporcional ao ganho de resistência do bloco. A explicação baseia-se no fato de que com o aumento da resistência do bloco, há um aumento da diferença entre a resistência do bloco e da argamassa.

Não existem ensaios normatizados para obtenção do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson. Alguns autores sugerem equações para a quantificação do módulo de deformação, a Equação (2.1) é a sugerida pela ACI – Building Code 318 (2011), que adota concretos de massa específica entre 1442 a 2483 kg/m³. Para o coeficiente de Poisson, é usado como valor de referência 0,20, que é o coeficiente de Poisson do concreto.

$$E_b = 0,0428 f_b^{0,5} w_b^{1,5} \quad (2.1)$$

onde:

- E_b é o módulo de elasticidade médio do bloco, em MPa;
- f_b é a resistência média do bloco, em MPa;
- w_b é a massa específica unitária do bloco, em kg/m³.

2.2.2 Argamassa de assentamento

Segundo Roman *et al.* (1999), a argamassa é o elemento de ligação das unidades de alvenaria em uma estrutura única, tendo como função unir os blocos, transmitir e uniformizar as tensões atuantes entre estes e absorver pequenas deformações impostas nas paredes de forma a solidarizar as unidades.

Por meio da argamassa é que se garante o monolitismo e a solidez necessária à parede. São compostas, na sua maioria, por cimento, cal, areia e água o que é suficiente para produzir uma mistura plástica de boa trabalhabilidade. As argamassas utilizadas para o assentamento das unidades podem ser classificadas segundo os materiais presentes como: argamassa com base de cal, argamassa de cimento, argamassa mista de cimento e cal e argamassa industrializada.

A resistência da alvenaria é influenciada significativamente pelas propriedades mecânicas da argamassa. Dessa forma a utilização de uma argamassa adequada, resistente e durável contribui substancialmente para o bom desempenho final da alvenaria.

A ABNT NBR 15961-1:2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto, parte 1: Projeto, estabelece que a argamassa deva atender aos requisitos definidos na ABNT NBR 13281:2005 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos.

Com relação à resistência à compressão, a ABNT NBR 15961-1:2011 fixa que o menor valor para a argamassa deva ser 1,5 MPa e o valor máximo é limitado a 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida. No anexo A da mesma norma é estabelecida a espessura para as juntas de argamassa horizontais e verticais, que deve ser de 10 mm com tolerância de 3 mm para mais ou para menos.

A norma não estabelece o método de dosagem para a argamassa, podendo ser adotado pelo projetista qualquer método que lhe convenha, mas a resistência da argamassa deve ser determinada de acordo com a ABNT NBR 13279:2005 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão, ou, alternativamente, utilizar as especificações contidas no anexo B da ABNT NBR 15961-2:2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto, parte 2: Execução e controle de obras.

A norma destaca ainda que o teor de umidade e inchamento dos agregados deve ser levado em consideração na dosagem. E permite a utilização de aditivos na argamassa, desde que

estes atendam às especificações de normas brasileiras ou suas propriedades sejam verificadas experimentalmente.

O tempo máximo estabelecido para a utilização da argamassa é de duas horas e meia; após este prazo, ela deve ser descartada. São necessários cuidados durante a sua armazenagem para impedir a perda de água, mas caso isto ocorra, a sua consistência pode ser ajustada com adição de água no máximo duas vezes.

2.2.3 Graute

Além da unidade e da argamassa, é importante destacar outro componente da alvenaria estrutural utilizado quando os esforços decorrentes de seu porte não são suportados apenas pelo bloco e argamassa. O graute tem a finalidade de aumentar a capacidade de resistência à compressão da parede e de solidarizar as armaduras à alvenaria preenchendo as cavidades onde estas se encontram. Pode também ser usado como material de enchimento em reforços estruturais e em zonas de concentração de tensões (verga, contraverga, coxim).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), o graute é um concreto fluido, com agregados de pequenas dimensões, utilizado para promover a solidarização dos blocos com as armaduras posicionadas em seus vazios. Segundo Romagna (2000), o graute pode ser classificado em dois tipos. “O graute fino, que é o graute cujo agregado possui dimensão máxima inferior ou igual a 4,8 mm e o graute grosso, cujo agregado possui dimensão superior a 4,8 mm até 1/3 da menor dimensão dos furos a serem preenchidos.”

Teoricamente, o aumento da resistência da parede é proporcional ao aumento da área líquida proporcionada pelo grauteamento, entretanto isso nem sempre ocorre. Resultados de algumas pesquisas indicam que a eficiência do graute pode variar de 60 a 100%, sendo usualmente maior a eficiência do graute nos casos de blocos de menor resistência combinados com grautes de maior resistência. Quando não se tem informações seguras, sugere-se adotar eficiência de 60% e traço com resistência próxima à do bloco na área líquida (PARSEKIAN e SOARES, 2011).

A ABNT NBR 15961:2011 não estabelece uma relação entre a resistência do graute e a do bloco, apenas ressalva que sua resistência seja tal que o prisma produzido com ele atinja o valor de resistência especificado pelo projetista. Ainda especifica que a influência do graute na resistência da alvenaria deve ser verificada em laboratório e sua avaliação na compressão deve ser feita mediante o ensaio de compressão de prismas. Para elementos de alvenaria armada, a resistência à compressão característica deve ser

especificada com valor mínimo de 15 MPa, mesmo valor recomendado por Parsekian e Soares (2011).

As principais propriedades que o graute deve apresentar são a consistência, retração e resistência à compressão. A mistura deve possuir coesão e, ao mesmo tempo, ter fluidez suficiente pra preencher todos os furos do bloco; a retração não deve ser tal que possa ocorrer separação entre o graute e as paredes internas do bloco; e a resistência à compressão do graute combinada com as propriedades mecânica dos blocos e da argamassa, definirá as características à compressão da alvenaria.

A ABNT NBR 15961:2011 estabelece que as dimensões dos agregados presentes na composição do graute sejam inferiores a 1/3 da menor dimensão dos furos a serem preenchidos. Permite-se a utilização de aditivos, desde que estes sigam as recomendações dos seus fabricantes e sejam verificadas previamente o seu funcionamento. Estabelece, também, que a dosagem do graute leve em consideração a absorção dos blocos e das juntas de argamassa, pois pode ocasionar uma redução na quantidade de água.

No que diz respeito à operação de grauteamento, a norma estabelece que, antes do lançamento do graute, os vazios se encontrem perfeitamente desobstruídos. A altura máxima permitida para o lançamento do graute é de 1,6 m. Para os pés-direitos convencionais de 2,80 m, é necessária a concretagem em duas etapas, com a primeira camada definida pela altura das contravergas das janelas.

À medida que o graute é lançado, este deve ser compactado com haste de comprimento que atinja o fundo do vazio a ser preenchido. A armadura presente na estrutura de alvenaria não deve ser utilizada como ferramenta de compactação, para que não seja comprometida a aderência entre o graute e armadura.

2.3 Fatores que interferem na resistência da alvenaria

A resistência da alvenaria estrutural pode ter seus valores modificados devido a fatores que exercem comprovadamente influência na compressão. Hendry (1998) apresentou alguns pontos que interferem nessa resistência, são eles: geometria da unidade, resistência da unidade, espessura da junta de argamassa, resistência da argamassa, deformação característica da argamassa, sucção das unidades e retenção de água da argamassa.

Sabbatini (1984) identifica que os principais fatores que influenciam na resistência da alvenaria são a resistência da junta de argamassa e a resistência de aderência do conjunto

(que são decorrentes da sucção inicial, interface bloco/argamassa, qualidade da mão de obra e condições de cura).

A seguir serão abordados três fatores que influenciam na resistência final da alvenaria, são eles a espessura da junta de argamassa, resistência da argamassa e tipo de assentamento da argamassa. A resistência da unidade não será discutida pois foi abordada no item 2.2.1 deste trabalho.

2.3.1 Espessura da junta de argamassa

A argamassa de assentamento de blocos deve apresentar, dentre outras propriedades, capacidade de acomodar deformações, devido à transferência de carga da estrutura para a parede de alvenaria. A argamassa é parte mais “frágil” da alvenaria, Ramalho e Corrêa (2003) explicam que a espessura da junta não pode ser muito pequena, pois dessa forma permitiria que, por falhas de execução, os pontos das superfícies dos blocos acabassem se tocando, gerando uma concentração de tensão.

O aumento da espessura da junta horizontal, ao contrário, ocasiona uma redução da resistência das paredes, tornando a argamassa mais susceptível à ruptura, decorrente do aumento de deformação relativa da argamassa em relação ao bloco, implicando no aumento das tensões internas solicitantes do bloco.

A ABNT NBR 15961-2:2011 estabelece que o valor mínimo da espessura da junta horizontal de argamassa de assentamento dos blocos da primeira fiada é de 5 mm e o valor máximo não deva ultrapassar 20 mm. As juntas horizontais devem ter espessuras de 10 mm e a variação máxima deve ser de ± 3 mm, em relação a especificada no projeto. A aplicação da argamassa é mostrada na Figura 2-4.

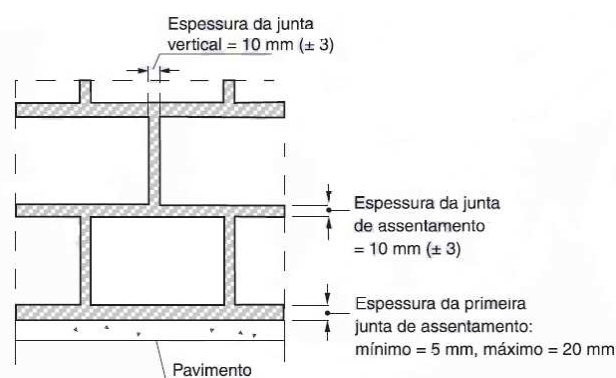


Figura 2-4 – Variações máximas da espessura das juntas de argamassa

Fonte: ABNT NBR 15961-2:2011.

Outros pesquisadores constataram que o aumento da junta de argamassa prejudica a resistência da alvenaria. Mohamad (1998) realizou ensaios em prismas, de blocos de concreto, variando a junta horizontal e pode observar que a cada aumento de 3 mm na espessura da argamassa, a resistência da alvenaria cai aproximadamente em 15%.

2.3.2 Resistência da argamassa

O mecanismo de ruptura da alvenaria está ligado à interação entre bloco e junta da argamassa. A argamassa, quando em forma de junta, tem sua resistência aumentada em função das condições, estado triaxial de tensões, pois a região central da argamassa está totalmente confinada e distante das extremidades.

Com o aumento da resistência da argamassa das juntas da alvenaria, aumenta-se a resistência desses elementos e, como consequência, ocorre uma redução da deformabilidade. Apesar da resistência da argamassa influenciar diretamente a resistência da alvenaria, a modificação da resistência desta estrutura depende muito mais da variação do módulo de elasticidade da argamassa visto que a ruína ocorre devido à diferença de deformações entre os elementos que a compõe.

Mohamad *et al.* (2002) identificam na diferença das propriedades do bloco e da argamassa, especialmente no módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, a principal causa da diminuição da resistência da alvenaria. Constatou-se que, para traços mais fortes, o módulo de deformação apresenta um sensível aumento à medida que se aumentam as tensões de confinamento. Ao contrário, para traços mais fracos, o módulo de deformação diminui com o aumento da tensão de confinamento.

Conclui-se que as argamassas com resistências à compressão mais altas tiveram um comportamento mais frágil na ruptura, enquanto que os traços que resultaram em uma argamassa mais fraca apresentaram maior ductilidade. Quanto mais deformáveis forem as argamassas, maiores serão as tensões de tração no bloco em virtude de sua maior expansão.

2.3.3 Tipo de assentamento da argamassa

O tipo de assentamento utilizado é um dos fatores que pode alterar a resistência da alvenaria. Existem dois tipos de assentamento, o que a argamassa preenche apenas as paredes longitudinais dos blocos e outro, onde todas as paredes dos blocos recebem argamassa.

O uso do assentamento com argamassa apenas nas paredes longitudinais dos blocos pode ocasionar uma maior racionalização do sistema, mas causa uma redução na resistência da alvenaria, na medida em que gera uma concentração de tensões nessas paredes laterais, que recebem a argamassa (PINHEIRO, 2009).

Parsekian e Soares (2011) observa que os cordões de argamassa devem ser aplicados em toda extensão do bloco, e que sua trabalhabilidade e, conseqüentemente, sua aderência não sejam prejudicadas por exposição prolongada ao tempo. Ainda ressalta que, se a opção adotada for filetes apenas nas paredes longitudinais do bloco, a resistência da parede deve ser reduzida em aproximadamente 20%.

2.4 Comportamento dos componentes e elementos da alvenaria

Na alvenaria estrutural, por ser uma composição entre componentes, como bloco, argamassa e graute, cada qual com suas respectivas propriedades mecânicas, o seu comportamento será uma função das características de seus elementos.

O código europeu EUROCODE 6 (2005) estabelece a Equação (2.2) para determinação da resistência característica à compressão da alvenaria que repete este conceito.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (2.2)$$

onde:

- K é um coeficiente que depende do tipo de material do bloco e do tipo de argamassa;
- f_b é a resistência média à compressão da unidade;
- f_k é a resistência média à compressão da alvenaria;
- f_m é a resistência média à compressão da argamassa.

Segundo Hendry (1981), a alvenaria tem resistência proporcional à raiz quadrada da resistência média do bloco pela qual ela foi construída. No Brasil, conforme citado por Ramalho e Corrêa (2003), normalmente se adotam valores para eficiência de prisma entre 0,5 a 0,9 para blocos de concreto. A ABNT NBR 15961-1:2011, Alvenaria Estrutural – Projeto, estabelece o valor 0,7 para relação entre resistência dos prismas e parede.

O estudo dos modos de ruptura é também de fundamental importância para poder propor composições de melhor desempenho estrutural. Em geral, os modelos são explicados por prismas sujeitos à compressão, onde são relacionados a evolução da tensão de tração no bloco e as tensões de confinamento da argamassa em função da tensão uniaxial aplicada

ao conjunto. Esse método é utilizado pois, à medida que se aplica uma força vertical de compressão na alvenaria surgem tensões de tração no bloco e tensões de compressão na argamassa.

A ruptura pode acontecer no bloco por atingir o limite de resistência à tração ou na junta de argamassa se atingir a resistência à compressão confinada da mesma. Devido a esse fenômeno é importante a compatibilização dos traços de argamassa em função do tipo de bloco e sua classe de resistência de projeto, de forma que o processo de ruptura ocorra nos blocos, podendo eventualmente ter esmagamentos localizados. Desta forma, é possível extrair o máximo de aproveitamento dos materiais.

Neste item serão apresentadas pesquisas e equações propostas para determinação do módulo de deformação e dos modos e critérios de ruptura.

2.4.1 Módulo de deformação

O módulo de deformação pode ser conhecido através do traçado do gráfico tensão-deformação específica, obtido na compressão, a fim de avaliar e quantificar a deformação ocorrida durante o ensaio. O módulo de deformação e o coeficiente de Poisson são importantes características, que não só dizem respeito às deformações da alvenaria, mas também ao seu mecanismo de ruptura.

O módulo de deformação dos elementos de alvenaria pode ser obtido através do gráfico tensão-deformação para uma carga correspondente de 40% a 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através da carga correspondente a 30% para o módulo tangente inicial. Segundo Mohamad (2007), isso é recomendado por ocorrer neste trecho um comportamento linear dos elementos (prismas e paredes).

Becica e Harris (1983, *apud* BARBOSA, 2004) para medir a deformação longitudinal em blocos isolados utilizaram LVDT's em cinco pontos do bloco longitudinal. Dois foram colocados na extremidade, dois afastados cerca de 10 cm para cada um dos lados e um no septo, região central da parede do bloco conforme é mostrado na Figura 2-5 a seguir.

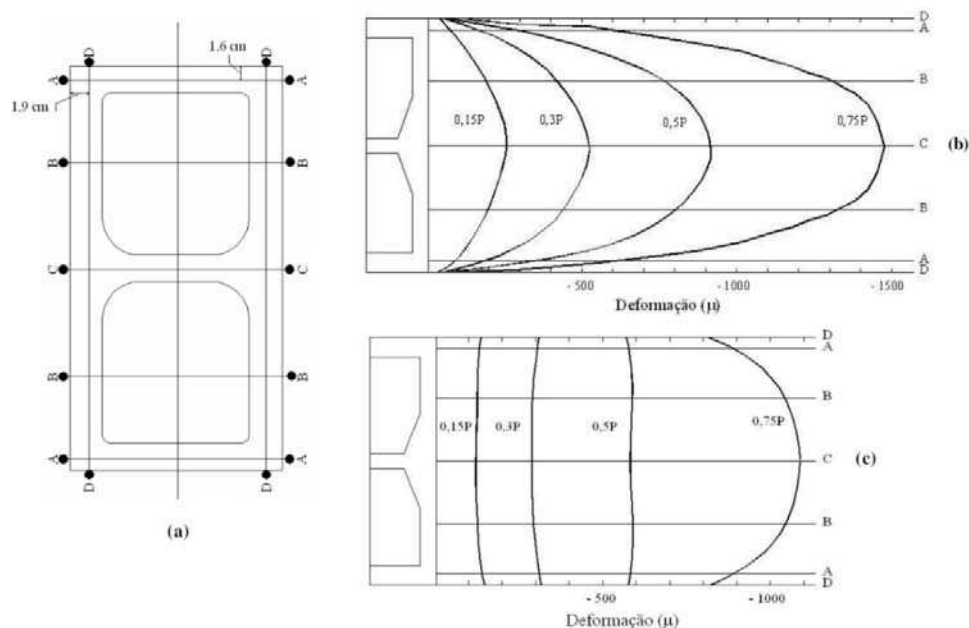


Figura 2-5 – Localização dos DT's nos blocos e prismas (a). Deformação do bloco isolado (b) e no bloco central do prisma (c)

Fonte: Adaptado de BARBOSA (2004).

Observou-se que para todos os níveis de carga ocorreram variações das deformações nas extremidades em relação ao centro e que há variação nas deformações quando se aumenta o carregamento, sendo sempre a região central a mais sensível a essas variações.

O CEB – FIB Model Code (1990) determina que o módulo de deformação do bloco de concreto deve ser obtido pela Equação (2.3).

$$E_b = 2,5 \times 10^4 \times \left(\frac{f_b}{10} \right)^{0,33} \quad (2.3)$$

onde:

- E_b é o módulo de elasticidade médio dos blocos, em MPa;
- f_b é a resistência à compressão média dos blocos, em MPa.

A ABNT NBR 8522:2008 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, determina que o módulo de deformação estático de argamassas deve ser obtido através do gráfico tensão *versus* deformação, nos pontos referentes a 0,5 MPa e 30% da carga de ruptura.

O módulo de deformação dinâmico das argamassas pode ser determinado utilizando a ABNT NBR 8802:2013 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica que normatiza o método de ensaio. Nesse ensaio utiliza-se um instrumento portátil e versátil chamado ultrassom de velocidade de pulso.

O corpo de prova é submetido a um impulso e é feita a leitura do tempo para que esse impulso percorra o corpo de prova. O corpo de prova pode ter diversos formatos e o resultado fornece informações a respeito da uniformidade do concreto/argamassa, cavidades, fissuras e defeitos.

Como a velocidade do pulso num material depende da sua densidade e de suas propriedades elásticas, que por sua vez estão associadas com a qualidade e a resistência à compressão, é possível relacionar o tempo do pulso com o módulo de elasticidade dinâmico, por investigação sonora.

Garcia (2000) em sua pesquisa verificou que o comportamento do módulo de deformação dos blocos, prismas e painéis de parede tende a se manter linear em 30% a 40% da carga de ruptura e que a obtenção do módulo deve ocorrer no terço médio do corpo-de-prova, pois assim a influência do prato da prensa é menor. Ainda relata em seu trabalho que a curva tensão-deformação torna-se não linear ao se alcançar 50% da tensão de ruptura.

Gomes (1983, *apud* CARVALHO, 2007) realizou um estudo teórico dos parâmetros elásticos básicos das paredes de alvenaria submetidas à compressão simples, analisando e comparando esses resultados com os obtidos experimentalmente. Com a consideração de que a espessura da parede é muito menor que as outras dimensões, no estado plano de tensões, e para as paredes não armadas, supondo completa aderência entre a argamassa e os blocos, e que ambos obedeçam à lei de Hooke, obtém-se a Equação (2.4).

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}, \text{ com } \delta = \frac{h_b}{H} \quad (2.4)$$

onde:

- E_{pa} é o módulo de deformação da parede, em MPa;
- E_a é o módulo de deformação da argamassa, em MPa.
- E_b é o módulo de deformação dos blocos, em MPa.
- h_b é a altura do bloco, em cm.
- H é a altura da alvenaria, em cm.

A Equação (2.4) é utilizada para estimativa do módulo de deformação da parede quando conhecidos o módulo de deformação do bloco e da argamassa. Dhanasekar (1985, *apud* MOHAMAD, 2007) sugere uma relação não linear para estabelecer o módulo de deformação da alvenaria em função da resistência à compressão, apresentada na Equação (2.5).

$$E_{pa} = 1180 \times (f_c)^{0,83} \quad (2.5)$$

onde:

- f_c é a resistência à compressão uniaxial da alvenaria, em MPa;

Outra estimativa é fornecida pela EN 1996-1-1 (2005), que fornece uma aproximação simples para determinar o módulo de elasticidade da alvenaria com $k \times f_k$, onde f_k é a resistência à compressão característica da alvenaria, sendo que o valor recomendado para k é 1000. A ABNT NBR 15961-1:2011 estabelece para o módulo de deformação da alvenaria o valor de $800 \times f_{pk}$, onde f_{pk} é a resistência característica dos prismas.

Na Tabela 2-6 são apresentados alguns valores de módulo de deformação encontrados por Garcia (2000) em seu ensaios.

Tabela 2-6 – Resistência à compressão e módulo de deformação

Item	Res. média (MPa)	Módulo de deformação (MPa)
Bloco (área líquida)	16,3	8182
Argamassa	13,24	10900
Painel de alvenaria (área bruta)	4,02	4829

Nota: Relação área líquida / área bruta igual a 0,51.

Fonte: GARCIA (2000).

2.4.2 Modos de ruptura

Os modos de ruptura da alvenaria quando carregada uniformemente à compressão, em geral, ocorre por meio do desenvolvimento de fissuras de tração paralelas ao carregamento axial ou por colapso devido ao cisalhamento ao longo de algumas linhas de fragilidade. O tipo de ruína dependerá se a argamassa é relativamente fraca ou forte em relação à unidade.

Page e Kleeman (1991, *apud* BARBOSA, 2004) em ensaios com unidades isoladas, especialmente em blocos vazados carregados nas paredes longitudinais, afirmam que existe um atrito na zona de contato bloco/placa restringindo o movimento lateral do bloco. Isso acaba resultando em uma carga de fissuração nos septos transversais, devido à restrição dos deslocamentos. A ruptura, em geral, tende a ocorrer perpendicularmente à carga aplicada, como mostrado na Figura 2-6.

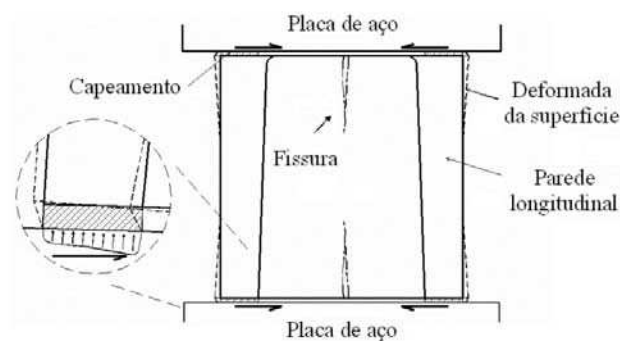


Figura 2-6 – Mecanismo de restrição das placas em blocos vazados

Fonte: BARBOSA (2004).

Em prismas de dois ou três blocos, os modos de ruptura também foram estudados. Shrive (1982 *apud* MOHAMAD, 2007) realizou testes experimentais em prismas de blocos de concreto assentados com argamassa somente nas faces longitudinais. Nota-se, na ruptura, o desenvolvimento de tensões de tração na face lateral causado pela rotação e esmagamento dos apoios. O mecanismo de ruptura é semelhante ao de vigas. O esmagamento da argamassa lateral induz tensões horizontais que levam o material à ruptura por flexão. Este mecanismo de ruptura é mostrado na Figura 2-7.

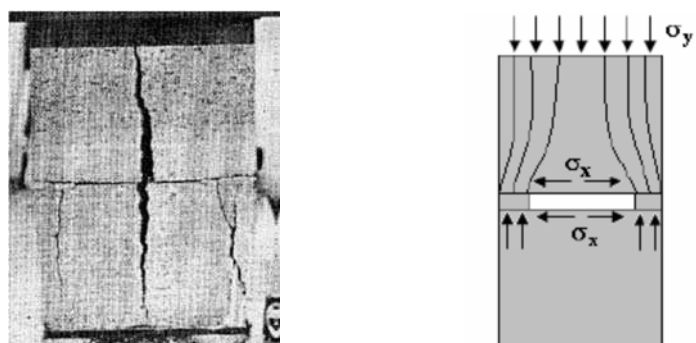


Figura 2-7 – Mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto, com assentamento nas faces longitudinais

Fonte: MOHAMAD (2007).

Em blocos com o preenchimento total da argamassa nas suas faces horizontais, a ruína ocorre pela separação por fissuração vertical dos septos transversais. A ruína súbita e por cisalhamento diagonal foi a forma predominante, ocorrendo na espessura dos septos transversais extremos. Nos ensaios, as fissuras de tração vertical foram visíveis nos septos transversais entre 50% e 70% da carga última, seguida do início do esmagamento da argamassa.

Mohamad (1998) ensaiou prismas de blocos de concreto e notou que os prismas construídos com resistência da argamassa diferentes tiveram modos de ruptura distintos. Na Figura 2-8 (a) nota-se o fendilhamento da superfície do bloco em contato com a

argamassa, o que mostra que houve, aparentemente, um esmagamento localizado da junta de assentamento. Na Figura 2-8 (b) notam-se fissuras na vertical devido à indução de tensões de tração no bloco que cortavam os septos transversais do bloco e toda a altura do prisma.

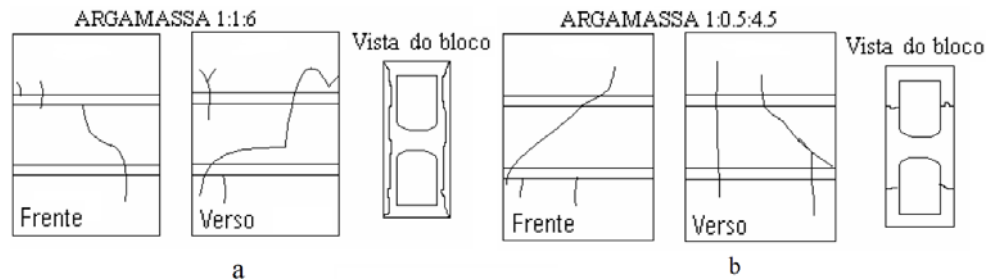


Figura 2-8 – Modos de ruptura de prismas de blocos de concreto confeccionados com diferentes traços.

Fonte: MOHAMAD (1998).

Hendry (1998) resume os modos de ruptura em basicamente:

- a falha de separação por tração é iniciada pela deformação restringida das argamassas nas juntas horizontais;
- a resistência à compressão “aparente” da unidade não é a medida direta da resistência da alvenaria, visto que o modo de falha é diferente nas duas situações;
- a argamassa é capaz de resistir a tensões muito mais altas quando sob formas de junta do que nos ensaios uniaxiais, devido à restrição imposta em sua deformação lateral pelas unidades.

Romagna (2000) avaliou o comportamento mecânico de prismas de bloco de concreto à compressão, como mostra a Figura 2-9. As fissuras aconteceram na interseção entre as paredes transversais e longitudinais. Observou-se também fendilhamento na parede do bloco. Foram verificadas algumas fissuras na direção paralela ao carregamento, no sentido do comprimento do bloco.

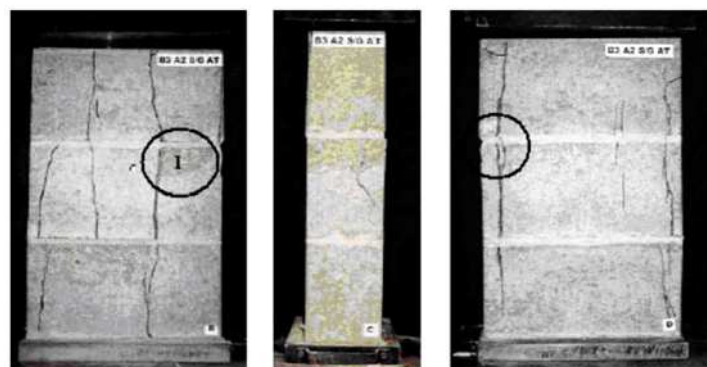


Figura 2-9 – Modo de ruptura de prismas de blocos de concreto

Fonte: ROMAGNA (2000).

Notou-se que ocorre uma perda de aderência entre a argamassa e o bloco, após o esmagamento da junta de assentamento, mas isso não levou o prisma a perder capacidade resistente, apenas gerou fissuras ao longo do comprimento do bloco seguido do seu esfacelamento.

Uma importante contribuição para o estudo do mecanismo de ruptura das alvenarias foi realizada por Cheema e Klingner (1986 *apud* JUSTE, 2001), que experimentaram prismas de bloco de concreto e utilizaram os ensaios para calibrarem linearmente o modelo de elementos finitos.

Baseados em três modos de ruptura listados a seguir os autores desenvolveram várias expressões utilizando as características dos materiais utilizados, que procuram prever a tensão de compressão necessária para a ocorrência de cada tipo de ruptura em função da relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco.

- ruptura por tração no bloco, onde a máxima tensão de tração principal no bloco é maior que a resistência à tração do bloco;
- ruptura por esmagamento no bloco, onde a tensão de compressão principal é maior que a resistência à compressão do bloco;
- ruptura por esmagamento da argamassa, onde a tensão de compressão axial na argamassa é maior que a resistência da argamassa confinada.

Os valores experimentais foram comparados com os valores calculados utilizando as expressões propostas pelos autores e alcançaram resultados favoráveis. Na Tabela 2-7 é mostrado a comparação dos resultados. Também foi criado um gráfico (Figura 2-10) com a curva de ruptura para prismas de blocos não grauteados.

Tabela 2-7 – Comparação entre as resistências à compressão de prismas obtidas em ensaios e calculadas por CHEEMA e KLINGNER (1986)

Ensaio		Res. do bloco (MPa)	Res. da argamassa (MPa)	Observada (MPa)	Prevista (MPa)	Relação obs./prev.
Hegemeier	I	35,16	22,77	25,33	25,05	1,02
	II	51,06	22,77	31,81	26,87	1,18
Hamid	I	19,66	14,70	16,42	17,04	0,96
	II	19,66	18,22	16,28	19,66	0,83
	III	19,66	5,73	15,39	6,90	2,23

Fonte: JUSTE (2001).

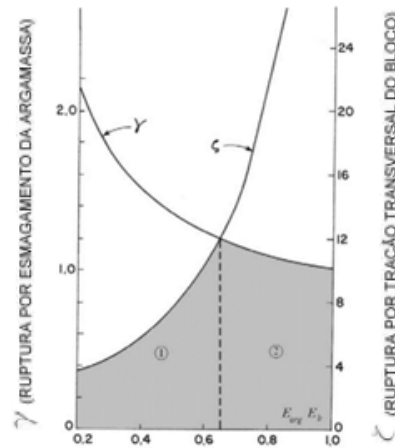


Figura 2-10 – Curva de ruptura dos prismas não-grauteados

Fonte: JUSTE (2001).

A partir da relação do módulo de deformação dos materiais (bloco e argamassa) obtêm-se os valores de γ de ζ do gráfico da Figura 2-10, então através dos coeficientes e das equações desenvolvidas por Chemma e Klingner encontra-se uma estimativa da resistência dos prismas de bloco de concreto e o seu modo de ruptura.

Observando as curvas, para relações $E_{\text{arg}}/E_b \geq 0,66$ a ruptura ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa (região 2 da Figura 2-10), para $E_{\text{arg}}/E_b \leq 0,66$ a ruptura acontece por tração no bloco (região 1 da Figura 2-10).

Os vários estudos realizados mostram que a perda da capacidade resistente do conjunto ocorre após o surgimento de esfacelamento na superfície do bloco superior. Entretanto, não pode se afirmar que a causa da ruptura seja apenas a indução de tração no bloco ou esmagamento da junta, mas a associação de dois modos de ruptura.

Vale ressaltar que a resistência à compressão e o modo de ruptura dos blocos cerâmicos são significativamente diferentes quando comparados com os de concreto. Os materiais cerâmicos possuem uma faixa de resistência à compressão maior, entretanto um modo de ruptura mais frágil. Já nos blocos de concreto possui uma faixa de resistência menor, uma ruptura mais dúctil e uma fissuração mais distribuída, quando comparado com o cerâmico.

2.4.3 Critérios de ruptura

A base principal dos modelos que descrevem a ruptura da parede se baseiam na representação das deformações do bloco, da argamassa e da aderência nas interfaces. Nesse item serão apresentados os critérios de ruptura de Mohr e outros critérios para descrever o comportamento do material sob estado combinado de tensões.

O diagrama de ruptura de Mohr oferece um método de representação da ruptura sob estados combinados de tensão de tração e compressão. Na Figura 2-11 é apresentado o segmento AB que é denominado curva limite de ruptura. Segundo esse critério supõe-se uma variação linear entre os esforços e haverá ruptura quando, num ponto ao longo da superfície, a tensão de cisalhamento se iguale a resistência ao cisalhamento do material.

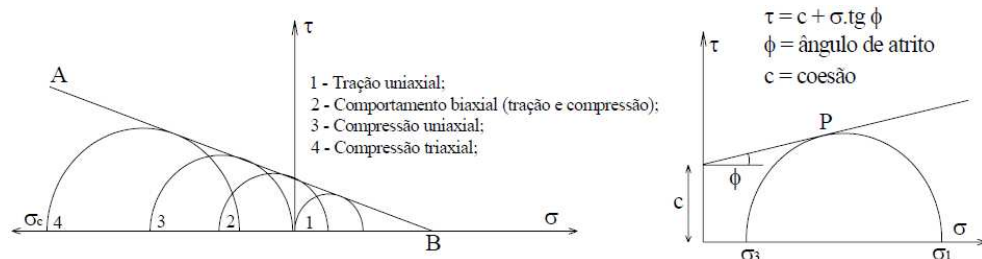


Figura 2-11 – Envoltória de ruptura de MOHR

Fonte: MOHAMAD (2007).

Outro critério é denominado critério de deformação máxima para prismas. Esse princípio baseia-se na compatibilidade de deformações laterais. Verifica-se por esse fundamento que, quanto maior a diferença entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, maiores são as tensões laterais de tração e compressão gerada nos materiais. Na Figura 2-12 são mostrados as deformações no modelo formado por bloco e argamassa.

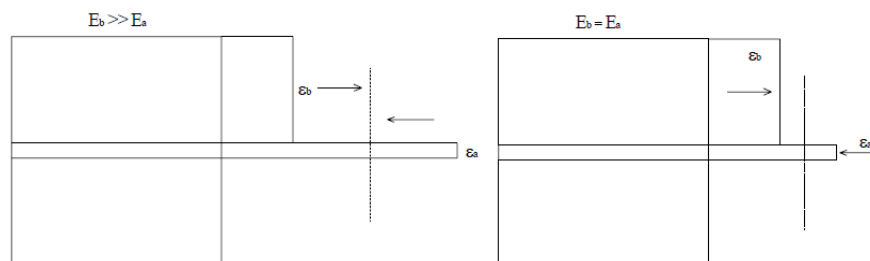


Figura 2-12 – Modelo representando as deformações laterais

Fonte: MOHAMAD (2007).

Modelos mais detalhados e realistas que consideram modos de ruptura devido à tração, ao cisalhamento, à flexão e aos esforços combinados foram elaborados. O modelo de Hilsdorf (1969 *apud* PINHEIRO, 2009) baseou-se nas seguintes hipóteses:

- os blocos são maciços e todas as áreas das faces maiores encontram-se assentadas em argamassa, com perfeita aderência entre os componentes;
- a distribuição de tração é uniforme ao longo da altura da unidade;
- esforços de tração laterais iguais nas direções x e z;

- relação linear de Coulomb entre o valor da resistência à tração uniaxial e da resistência à compressão uniaxial, definindo a envoltória de ruptura biaxial do bloco submetido ao carregamento triaxial.

Na Figura 2-13 é ilustrado o estado de tensões de um prisma de alvenaria, segundo esse modelo proposto.

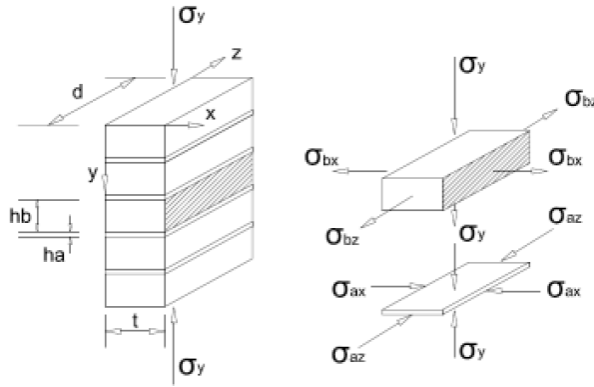


Figura 2-13 – Distribuição de tensões conforme o modelo de HILSDORF

Fonte: PINHEIRO (2009).

Nesse critério o bloco se rompe sob estado biaxial (tração-compressão) e a argamassa sob estado triaxial de compressão. Partindo do princípio que existe perfeita aderência entre os componentes, as tensões de compressão triaxiais na argamassa induzirão tensões de tração no bloco, e assim as fissuras ocorrerão quando a tensão atuante ultrapassar a tensão última de um dos componentes.

O modelo de Lenczner (1973, *apud* PASQUALI, 2007) leva em consideração a contribuição da argamassa de assentamento na resistência da alvenaria, baseando-se na compatibilidade de deformações entre os componentes da alvenaria, bloco e argamassa. Esse critério de ruptura se explica a partir do módulo de deformação da argamassa, em relação ao bloco, que fica submetida a esforços de compressão e os blocos a esforços de tração.

Na alvenaria que contém graute o princípio de ruptura é semelhante, baseado na compatibilidade de deformações laterais, entretanto com mais um elemento, o graute, que ao absorver tensões também sofrerá deformações. Por esse critério, quanto maior for a diferença entre o módulo de deformação da argamassa, do bloco e do graute, maiores são as tensões laterais de tração e de compressão gerada nos componentes. Na Figura 2-14 é exibido o estado de tensões em prismas grauteados sujeitos a carga vertical.

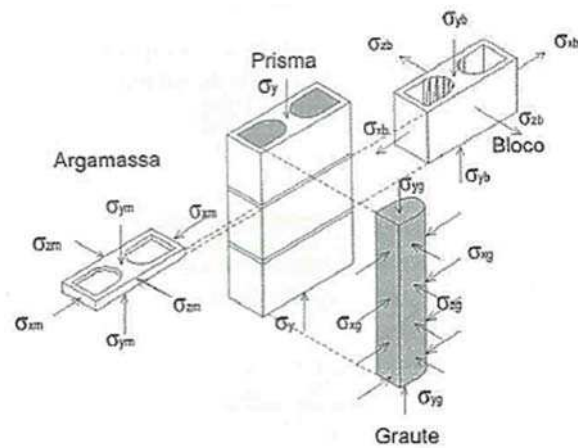


Figura 2-14 – Distribuição das tensões verticais e horizontais nos componentes

Fonte: MOHAMAD. G, *et al* (2009).

2.5 Interação de paredes

A interação de paredes é um fator fundamental no dimensionamento da alvenaria estrutural. Sua consideração pode conduzir a um dimensionamento mais econômico devido a consideráveis mudanças na estimativa de ações para as paredes e, assim, reduzir a resistência dos blocos. Entretanto, sua utilização deve ser cuidadosa, pois se a suposta uniformização não ocorrer na prática, pode-se ter uma redução significativa da segurança da edificação.

Na alvenaria estrutural diz-se que a amarração é direta quando ocorre a sobreposição dos blocos de uma parede na outra, a cada duas fiadas; na amarração indireta, ao contrário, a junta vertical do encontro das duas paredes fica “a prumo”. A utilização de barras e grampos para fazer a ligação entre os blocos, quando se utiliza amarração indireta, é uma forma de ligação normalmente empregada em obras. Na Figura 2-15 são exibidos os modelos de amarração.

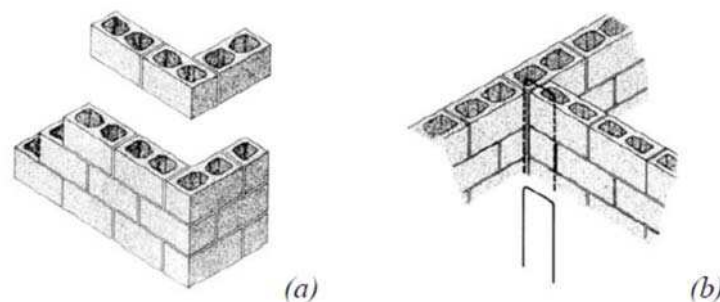


Figura 2-15 – Amarração direta (a) e amarração indireta com utilização de barra metálica (b)

Fonte: CAPUZZO NETO (2005).

Quando a alvenaria está submetida a ações verticais surgem forças de interação entre os componentes. Na amarração direta, a disposição dos blocos favorece o espalhamento e a uniformização das forças entre os elementos de alvenaria. Já na amarração indireta não há um consenso sobre a ocorrência e o grau de interação das paredes.

A interação também pode ocorrer entre paredes adjacentes se na ligação entre esses elementos puderem se desenvolver as forças de interação, e nesse caso, é praticamente impossível a ocorrência de deslocamentos relativos entre as paredes, uma vez que a carga da parede mais carregada é transferida para a parede menos carregada (Figura 2-16).

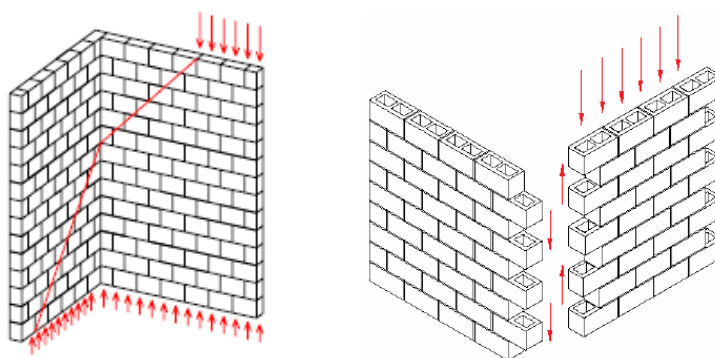


Figura 2-16 – Interação de paredes sob carregamento vertical

Fonte: Adaptado de MAURÍCIO (2005).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), 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. Ainda, a amarração funciona como contraventamento para as paredes, sendo um mecanismo essencial para a edificação.

O fenômeno pode ainda ocorrer em paredes com aberturas, ainda que a existência dessa seja considerada como limite entre as paredes, devido à interrupção dos elementos (Figura 2-17) (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

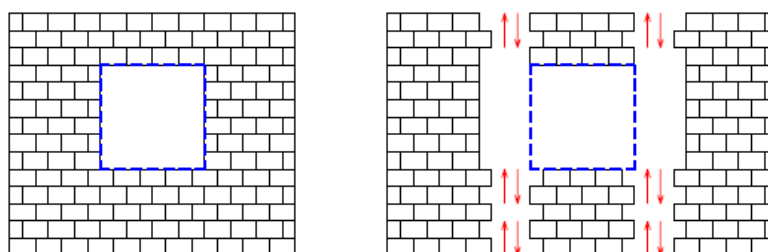


Figura 2-17 – Interação de paredes em região de janela

Fonte: MOREIRA (2007).

2.5.1 Procedimento de distribuição das ações verticais

Existem métodos de distribuições das ações verticais disponíveis na literatura e que são empregados para dimensionamento da alvenaria. O procedimento mais simples de se distribuir a carga devido à ação vertical é chamado Método das Paredes Isoladas. Nesse processo, cada parede é responsável, única e exclusivamente, pelo seu peso próprio e pelas cargas permanentes e acidentais a ela transmitida pelas lajes que nela se apoiam, ou seja, considera-se que não haja interação entre as paredes.

O cálculo das cargas aplicadas em cada parede é realizado com o uso de procedimentos convencionais para cálculo de concreto armado, subdividindo-se as lajes em triângulos e trapézios (método das linhas de ruptura para laje) (Figura 2-18). A área da laje, de cada pavimento, está 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.

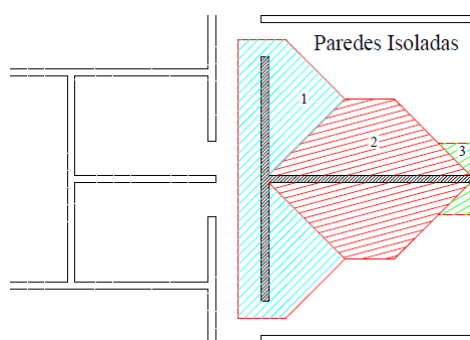


Figura 2-18 – Carga vertical para paredes isoladas

Fonte: MAURÍCIO (2005).

Hendry (1981, *apud* CAPUZZO NETO, 2000) 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.

Sua principal vantagem, em relação aos outros meios de distribuição, reside no fato de ser simples e rápido para se executar, além de seguro para a alvenaria. Entretanto, penaliza a economia com cargas pouco uniformes e pode gerar distorções nas cargas dos apoios, tornando-se desfavorável às fundações (MOREIRA, 2007).

No Método do Grupo Isolado de Paredes as cargas são totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado, o grupo é determinado pelas aberturas, como portas e

janelas, e limites das paredes, como o próprio final da mesma, e são supostas totalmente solidárias.

Esse procedimento é bem aceito na literatura internacional, devido a sua simplicidade de ser implementado, e seguro, especialmente quando as aberturas são consideradas como limite entre grupos. Ainda é um procedimento bastante racional quanto à economia, resultando em especificações adequadas de bloco. É indicado para edifícios de qualquer altura, desde que sejam avaliadas corretamente as forças de interação em cantos e bordas, condição necessária para a sua correta aplicação (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Segundo Hendry (1981), cada grupo de paredes é tratado, em planta, como uma seção transversal submetida à ação correspondente a uma referida área do pavimento, admitindo-se a distribuição linear das tensões normais e levando-se em conta a excentricidade da resultante das ações do pavimento em relação ao centroide do grupo de paredes (Figura 2-19).

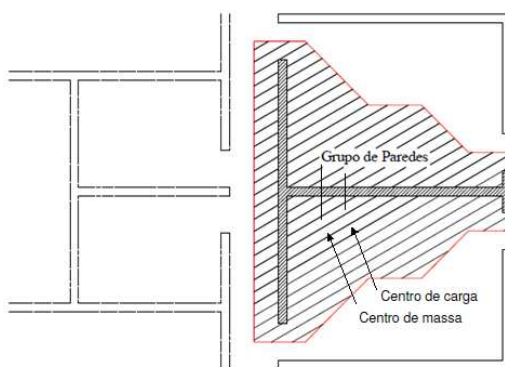


Figura 2-19 – Grupo de paredes isoladas

Fonte: Adaptado de MAURÍCIO (2005).

A tendência das paredes trabalharem como um conjunto pode ser explicada através da interação das mesmas. Como a maioria das paredes são construídas com a amarração direta entre os blocos, o travamento das unidades permite a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria.

Uma extensão do procedimento anterior citado é chamado de grupo de paredes com interação. Nesse método de distribuição da ação vertical os próprios grupos de paredes interagem entre si, e a principal diferença é a existência de forças de interação também sobre as aberturas. Neste caso, cada grupo pode interagir com os demais, de acordo com taxas de uniformização definidas. É seguro, quando bem utilizado, muito favorável à economia, mas também depende da correta definição dos grupos e taxas de interação,

além da garantia de que haja resistência para absorver as forças de interação entre paredes e entre grupos (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

A taxa de interação representa quanto da diferença de carga entre grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível. Ao considerar que a taxa é de 100%, significa que há homogeneização total das ações, caso a taxa seja igual a zero, não haverá nenhuma transferência de carga, comportando-se como grupos isolados.

Accetti (1998), comenta que os macrogrupos se formam devido ao fato da existência de interação de grupos devido à existência de alvenaria entre a abertura e a laje. Grupos ligados por aberturas de janelas podem proporcionar uma taxa de interação maior do que grupos ligados por aberturas de portas (Figura 2-20).

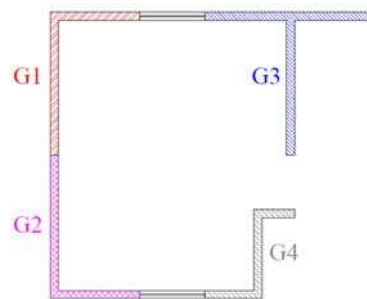


Figura 2-20 – Grupo de paredes

Fonte: CAPUZZO NETO (2000).

O último método de distribuição de ações vertical, e o mais avançado, é a modelagem tridimensional em elementos finitos. Nesse procedimento, modela-se a estrutura discretizada com elementos de membrana ou chapa, colocando-se os carregamentos ao nível de cada pavimento.

É um procedimento interessante, mas ainda não é considerado viável para projetos usuais. Diferente dos outros modelos analíticos, o modelo tridimensional em elementos finitos necessita de algumas características elásticas dos materiais, tais como módulo de deformação e coeficiente de Poisson.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a uniformização das ações dar-se-á através da compatibilização dos deslocamentos no nível de cada nó. Ainda comentam que esse procedimento apresenta alguns inconvenientes como a dificuldade de montagem de dados, a interpretação dos resultados e definição dos elementos que possam representar a alvenaria. Na Figura 2-21 é representado um edifício discretizado pelo método dos elementos finitos.

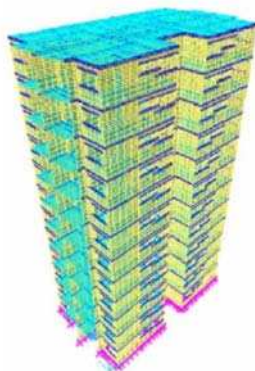


Figura 2-21 – Eedifício medelado em elementos finitos

Fonte: MAURÍCIO (2005).

2.5.2 Pesquisas sobre interação de parede

Uma das primeiras pesquisas sobre o assunto foram realizadas por Sinha e Hendry em 1979 é citado por MOREIRA (2007). O programa experimental tinha como objetivo comparar a capacidade de carga entre paredes isoladas e paredes enrijecidas.

Os modelos ensaiados consistem em paredes com o formato em planta de um “H”, em escala natural (1:1) e (1:3). As paredes eram formadas por tijolos cerâmicos maciços e enrijecidas em suas extremidades pela existência de flanges feitos com amarração direta. A escolha desse formato é devido à possibilidade de redução de excentricidade em painéis com essa geometria.

Duas situações, para aplicação do carregamento, foram estudadas para determinar se a presença de enrijecedores (flanges) produz aumento na capacidade portante de paredes sujeitas à compressão. Na primeira situação, o carregamento foi aplicado em todas as paredes (central e flanges), na segunda, apenas a parede central foi carregada (Figura 2-22).

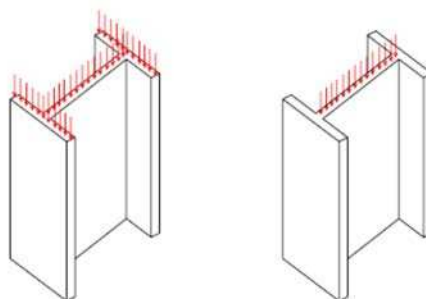


Figura 2-22 – Esquema de carregamento

Fonte: MOREIRA (2007).

Observou-se que o efeito de enrijecimento diminui com o aumento da relação entre comprimento e altura. A diminuição é esperada visto que mantendo a altura constante e

aumentando o comprimento a distância entre os enrijecedores é maior e, assim, menor sua influência.

As conclusões dos autores foram que o enrijecimento não produziu aumento da resistência à compressão das paredes, comparando-se com as paredes planas. Antes da fissuração há indicação de contribuição dos flanges, sendo as flechas horizontais menores que as relativas à parede sem enrijecimento.

As fissuras apareceram em ambos os flanges e nos dois lados, quando se aplicou a força em todas as paredes (Figura 2-23a). Quando se aplicou a força apenas na parede central, as fissuras apareceram na interseção entre o flange e a parede central como pode ser observado na Figura 2-23b.

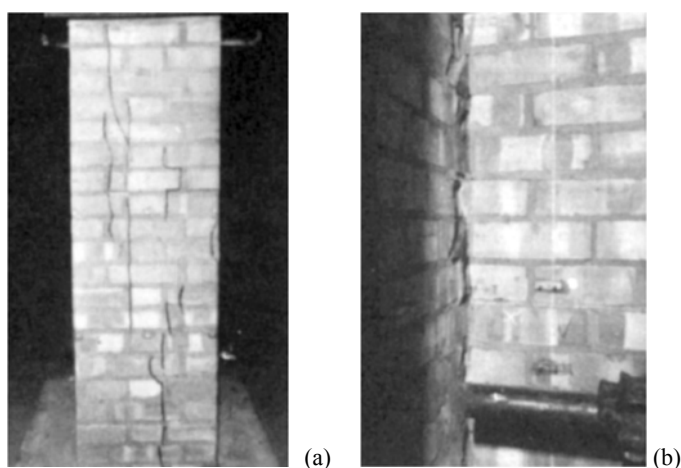


Figura 2-23 – Ensaio de Sinha e Hendry

Fonte: MOREIRA (2007).

Sinha e Hendry (1979, *apud* MOREIRA, 2007) admitem não haver interação de paredes submetidas a ações verticais, e que o enrijecimento não promove aumento da resistência do painel, inclusive nos ensaios onde os flanges estão carregados.

No Brasil, pode-se admitir que a primeira pesquisa que avalia o comportamento da interseção de paredes sob ações verticais foi realizada por Camacho (1995), que ensaiou torres de alvenaria de blocos cerâmicos em modelo físico reduzido, nas escalas (1:3) e (1:5), cujas formas e dimensões estão apresentadas na Figura 2-24 a seguir. O trabalho teve como objetivo verificar o comportamento das torres com diferentes escalas, quando submetidas a diferentes carregamentos.

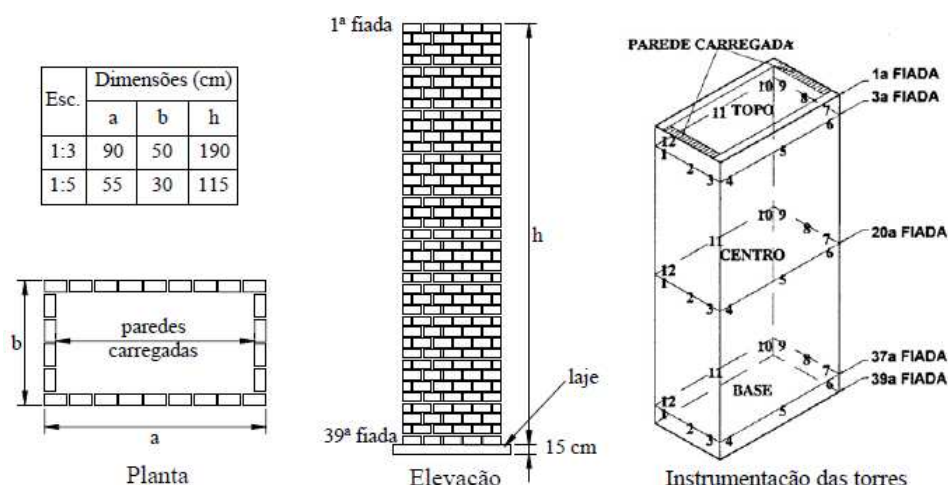


Figura 2-24 – Esquema de carregamento

Fonte: CAMACHO (1995).

Verificou-se que o comportamento das torres em relação às deformações é praticamente o mesmo nas duas escalas estudadas. Observou-se que próximo ao topo existe uma concentração de tensões nas regiões de aplicação de forças, enquanto nas paredes não carregadas essas são praticamente nulas.

Isso ocorre pois não há forças de interação suficientes para mobilizar a parede vizinha. À meia altura da torre observa-se que não existe uma concentração tão acentuada quanto no topo, devido à transferência de forças das paredes menores para as paredes maiores. Na região próxima à base, a tendência é de deformações iguais ou ligeiramente maiores que no centro.

Com o aumento do carregamento, as fissuras se prolongam de cima para baixo, nas paredes menores. Nas paredes maiores, as fissuras surgem nos cantos e caminham em forma de escada para o centro da torre, com a indicação clara de transferência de carga. O processo de fissuração e ruptura, para as torres nas duas escalas, é exatamente o mesmo, na qual ocorre a quebra da parede menor, na região superior da torre (Figura 2-25), onde é aplicada o carregamento, indicando uma ruptura localizada devido à concentração de tensão.

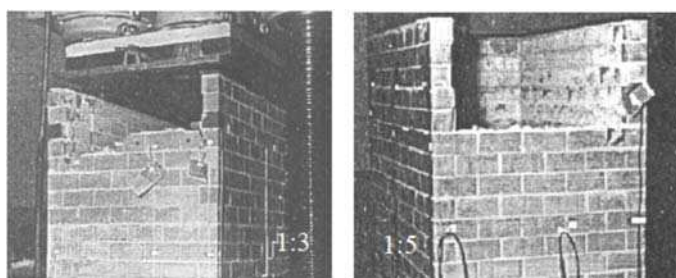


Figura 2-25 – Forma de ruptura das torres

Fonte: CAMACHO (1995).

Camacho (1995) afirma a necessidade de realização de ensaios, de diferentes tipos e dimensões e com a presença de lajes intermediárias para se poder concluir com maior segurança sobre o assunto pois, apesar dos resultados, era de se esperar uma maior homogeneização das deformações, na região central e na base das torres.

Em 2000, Capuzzo Neto realizou duas séries de ensaios de painéis de alvenaria em escala natural com o objetivo de se estudar a interação de paredes, buscando identificar a influência da cinta de amarração à meia altura. No seu trabalho, a primeira série foi constituída de três painéis em formato “H” com cinta de amarração na última fiada (Figura 2-26 a), na segunda série as paredes eram semelhantes, mas possuíam a presença de mais uma cinta na fiada intermediária (Figura 2-26 b).

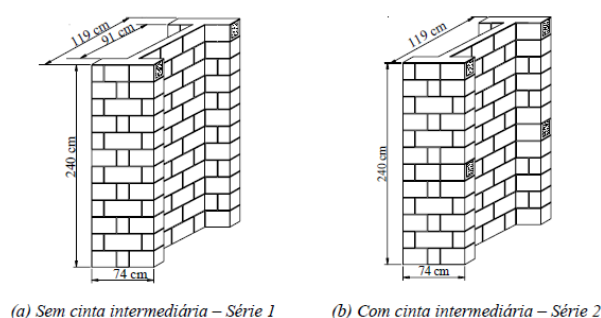


Figura 2-26 – Formato e dimensões dos painéis de alvenaria

Fonte: CAPUZZO NETO (2000).

Foram utilizados para a construção dos painéis blocos cerâmicos com dimensão modular de 15x20x30 cm, além de blocos de amarração e canaleta. Durante os ensaios dos painéis aplicou-se uma força distribuída apenas na parede central (Figura 2-27a), de modo a observar a transferência de parte deste carregamento para as flanges. Toda a base dos painéis encontrava-se apoiada.

Os painéis foram instrumentados de modo a verificar a variação de deformações. Na Figura 2-27-b é mostrado a disposição e localização dos instrumentos de medidas.

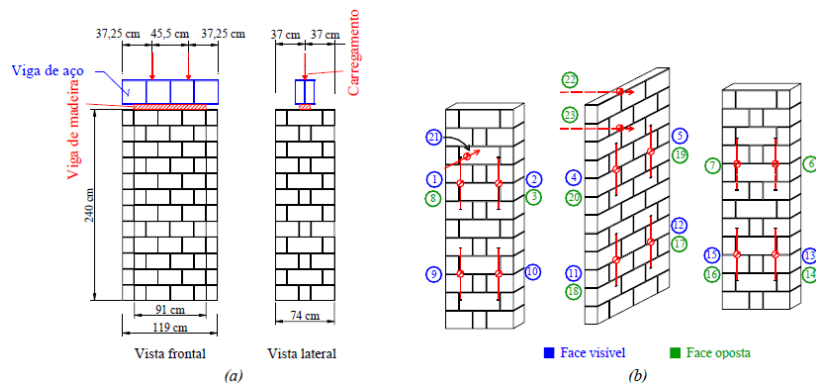


Figura 2-27 – Formato e dimensões dos painéis de alvenaria

Fonte: CAPUZZO NETO (2000).

O comportamento dos painéis com e sem cinta de amarração à meia altura é praticamente o mesmo no regime elástico. Uma análise numérica preliminar realizada pelo autor chegou à mesma conclusão. O autor também observou que não há diferença significativa de resistência nos ensaios.

A força de ruptura média dos painéis, considerando as duas séries, é igual a 467 kN. Este valor corresponde a resistência à compressão da parede central, onde há uma concentração de tensões no topo causada pelo carregamento aplicado. A tensão de ruptura média foi de 3,66 MPa, com uma eficiência de 0,33 em relação à resistência do bloco.

O comportamento linear para a série sem a presença de cinta intermediária foi até 68% do valor da tensão máxima de compressão. Para a série 2 o valor médio foi de 82%. Em relação à forma de ruptura dos painéis, observa-se que ocorre na região central, por compressão, geralmente nos blocos de amarração ou logo abaixo deles. Com o aumento do carregamento, as fissuras se propagam, fazendo com que os flanges se separem da parede central, indicando ruptura por cisalhamento da interface.

Na série sem presença de cinta intermediária as fissuras ocorreram ao longo de toda a altura do painel, enquanto na outra série, a cinta de amarração à meia altura impede a propagação dessas fissuras para a metade inferior.

Camacho (2001) realizou uma investigação experimental em seis paredes “H” de nove fiadas (Figura 2-28), com blocos cerâmicos em escala 1:3 para avaliação da eficiência das ligações e da transferência do carregamento vertical entre as paredes conectadas. O traço em massa de argamassa utilizado foi 1:1:6 (cimento:cal:areia) e a resistência média à compressão dos blocos e argamassa foi de 18,2 MPa e 4,3 MPa, respectivamente.

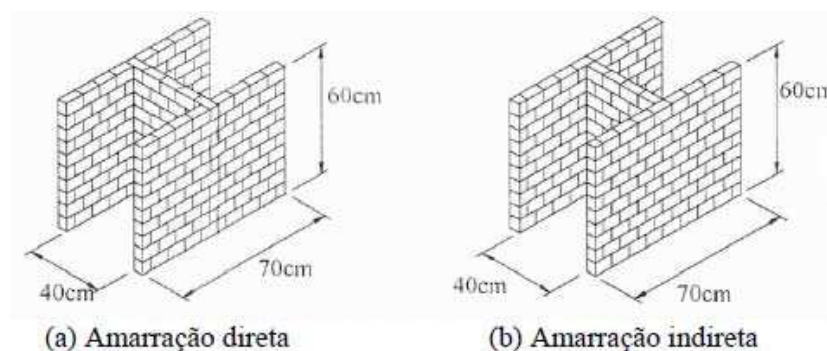


Figura 2-28 – Formas e dimensões das paredes ensaiadas por Camacho (2001)

Fonte: CAMACHO (2001).

As paredes ensaiadas foram totalmente apoiadas e o carregamento aplicado no topo da parede central. Foram executadas três diferentes formas de paredes (duas para cada tipo)

que são: 1) amarração direta sem graute na interseção (PHCV); 2) amarração direta com graute na interseção (PHCG); 3) amarração indireta enrijecida com grampos metálicos ancorados em furos grauteados (PHTG).

O trabalho ainda realiza ensaios de prismas para tentar correlacionar os valores entre si, além de comparar os resultados experimentais com valores teóricos, obtidos através da análise linear em elementos finitos.

As forças de cisalhamento que provocaram ruptura dos modelos foram 39,58 kN, 30,61 kN e 41,92 kN para amarração direta sem graute, amarração direta com graute e amarração indireta com grampos, respectivamente.

Para as paredes PHCV e PHCG a ruptura pode ser definida como frágil, caracterizando-se pelo desprendimento do todo o flange lateral, com e sem desmonte, respectivamente. No caso das paredes tipo PHTG (amarração indireta enrijecida por grampos metálicos ancorados em furos grauteados), a ruptura passa a ser dúctil, conduzindo a parede a grandes deslocamentos verticais.

Na Figura 2-29 é apresentado o esquema de ensaio e as formas de ruptura apresentadas, (a - PHCV) e (b - PHCG), nas quais é característico o aparecimento de fissuras inclinadas no encontro da parede central com os flanges, principalmente para os modelos com amarração direta simples e com graute.



Figura 2-29 – Esquema de carregamento e formas de ruptura (CAMACHO, 2001)

Fonte: CAMACHO (2001).

As conclusões por Camacho (2001) a respeito do comportamento global das paredes tipo “H”, foram que as rupturas das paredes tipo PHCV e PHCG são semelhantes, frágeis, e de um modo geral caracterizada por um corte na interface de ligação entre a parede central e as paredes laterais.

Na Figura 2-30 é mostrado o modo de ruptura por cisalhamento da parede (c-PHTG) onde não é comum o aparecimento de fissuras horizontais nos flanges, até o desprendimento dos blocos das barras metálicas.

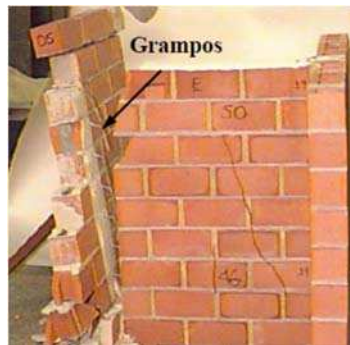


Figura 2-30 – Formas de ruptura parede tipo PHTG (CAMACHO, 2001)

Fonte: CAMACHO (2001).

Com a colocação dos grampos metálicos (parede tipo PHTG), a forma de ruptura apresenta modificação, passando a apresentar um comportamento dúctil, não ocorrendo a separação brusca entre a parede central e os flanges. A resistência de ruptura das paredes não apresentou diferença significativa. O autor destaca que, segundo a opinião de pesquisadores, a presença de grampos reduz fortemente a resistência final do conjunto, fato que não foi demonstrado pelos resultados obtidos.

Ainda, a resistência final das paredes corresponde, aproximadamente, ao somatório do número de blocos efetivamente contrafiados na ligação. Sendo assim, é razoável supor que exista uma distribuição uniforme de forças ao longo da ligação parede carregada e flange, sendo a resistência do bloco ao cisalhamento o parâmetro definidor da resistência final da parede.

Silva (2003) fez uma investigação experimental de distribuição das ações verticais entre paredes construídas com blocos cerâmicos estruturais, em escala natural e reduzida. Tinha como objetivo avaliar a eficiência das ligações. Em seu trabalho, os modelos de paredes em formato “H” estudados foram com dois tipos de ligações usuais, amarração direta com blocos contrafiados sem graute no encontro e amarração indireta com utilização de grampos metálicos grauteados.

Foram ensaiados dois corpos de prova para cada modelo e durante a experimentação foram registradas todas as informações necessárias, tais como deformações, deslocamentos e fissuração.

Os ensaios consistiam em aplicar um carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a parede central, de forma que todo o carregamento a ela imposta pudesse ser transferido integralmente às paredes laterais através das ligações em estudo.

O comportamento observado nos ensaios foi semelhante ao observado por Camacho (2001). Verificou-se nos painéis para o modelo com amarração direta uma ruptura frágil com inclinação aproximada de 60° com a horizontal e no modelo com amarração indireta caracterizada pela ruptura dúctil. A força de cisalhamento para os painéis com amarração direta foi 35% maior do que aquelas obtidas com amarração indireta com grampos. Os modos de ruptura são mostrados na Figura 2-31.

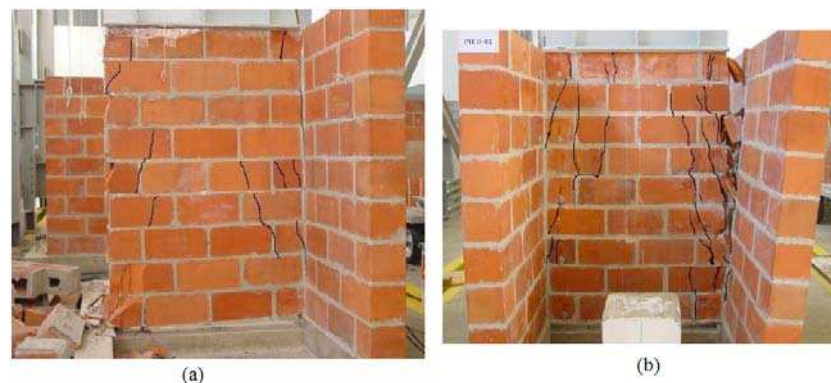


Figura 2-31 – Detalhe da forma de ruptura – (a) amarração direta, (b) amarração indireta

Fonte: SILVA (2003).

Outro ponto observado por Silva (2003), através do cisalhamento das unidades, foi que, apesar de existirem dez unidades intertravadas, apenas seis unidades estavam efetivamente dentro do que foi definido como “área principal de distribuição de cargas”.

Capuzzo Neto (2005) investigou a interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica com amarração direta submetida a ações verticais. Após estudar numericamente diversas geometrias de modelo, com o intuito de avaliar adequadamente a resistência ao cisalhamento vertical na interface, concluiu que a distribuição mais uniforme das tensões de cisalhamento ao longo da altura ocorre para a situação em que os deslocamentos da base da parede central estão livres.

Outro ponto é que há indicações teóricas de que modelo com o flange restrito seja o mais apropriado para que a ruptura ocorra por cisalhamento. Dessa forma, o trabalho foi desenvolvido com um modelo com cinco fiadas de altura, com seção em planta em formato H e com a parede central não apoiada para analisar a resistência ao cisalhamento.

O programa experimental consistiu em cinco modelos com amarração direta (esc. 1:3) e um em escala natural; cinco modelos com amarração direta e cinta de topo (esc. 1:3);

cinco modelos com amarração direta e cinta intermediária (esc. 1:3). Todos os modelos foram submetidos a um carregamento distribuído apenas na alma da seção.

Na Figura 2-32 é mostradas as dimensões dos modelos em escala reduzida e as dimensões dos modelos em escala natural ensaiados por Capuzzo Neto (2005).

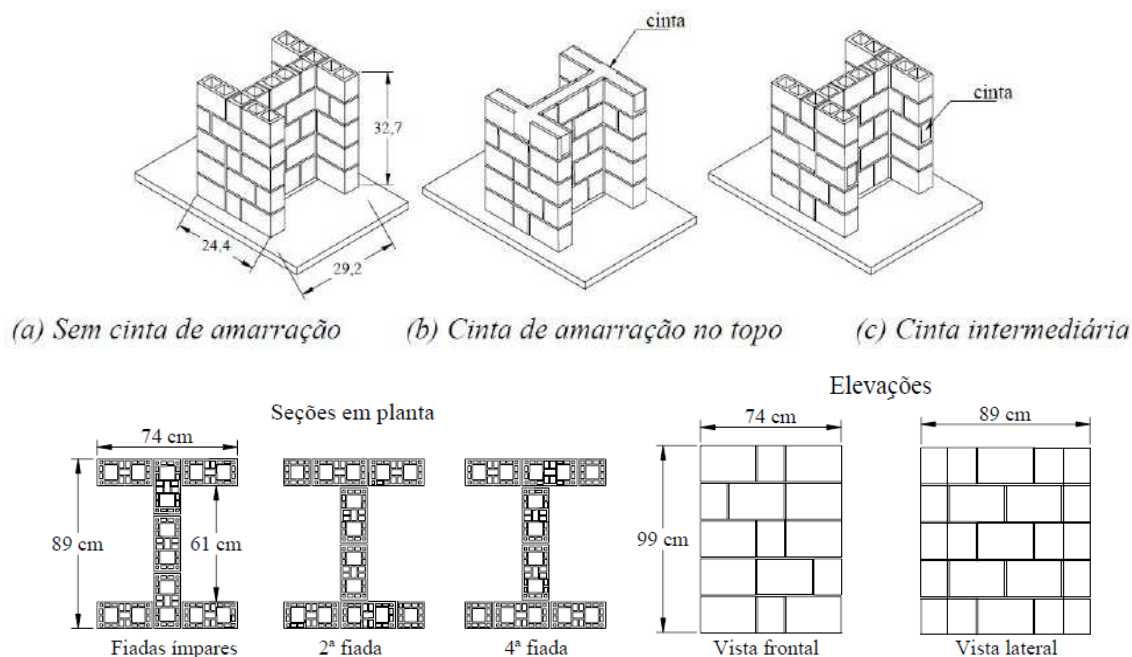


Figura 2-32 – Modelos em escala reduzida e modelos em escala natural

Fonte: CAPUZZO NETO (2005).

Os ensaios em escala natural foram realizados utilizando-se pórtico de reação e um macaco hidráulico com capacidade de 1000 kN. Os deslocamentos relativos são medidos por transdutores de deslocamentos à base de extensômetros. O esquema de instrumentação dos corpos de prova é análogo ao dos ensaios em escala reduzida visando a comparação dos resultados.

Capuzzo Neto (2005) ainda ensaiou painéis de alvenaria em blocos cerâmicos estruturais com diferentes secções em planta e com mais de um pavimento, e com a presença de laje de concreto para verificar seu efeito na estrutura.

O primeiro modelo (H1) em escala reduzida é semelhante aos ensaiados por Capuzzo Neto (2000) em escala real. Foi adotado na tentativa de se comparar os resultados. Na Figura 2-33 são ilustrados os painéis e as suas dimensões.

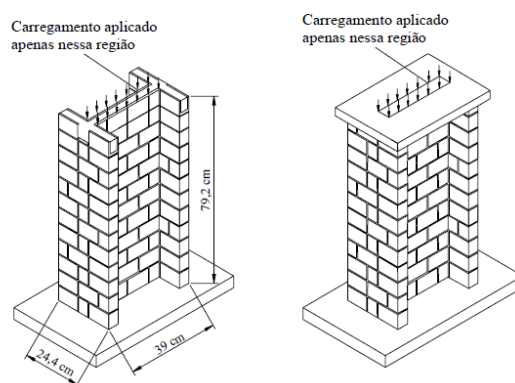


Figura 2-33 – Painéis H1 com e sem laje de topo

Fonte: CAPUZZO NETO (2005).

Ainda estudou-se o modelo com a presença da laje. Em ambos os casos empregou-se a cinta de amarração de respaldo (última fiada), base toda apoiada e aplicação de carga apenas na parede central.

O segundo modelo (H2) foi elaborado com as dimensões alteradas. O objetivo deste ensaio foi comprovar que a uniformização das tensões não ocorre em um único pavimento. Neste caso além da cinta de respaldo presente, estudou-se o efeito da cinta intermediária, pois, neste caso a transferência de força se dá ao longo de toda a altura do painel. Avaliou-se o modelo com e sem laje de topo (Figura 2-34).

O próximo modelo estudado foi o comportamento da distribuição das ações verticais com mais de um pavimento e com o carregamento aplicado em níveis diferentes (Figura 2-35). Neste caso, o principal objetivo foi verificar se há o aumento da força de ruptura quando o carregamento é aplicado em níveis diferentes.

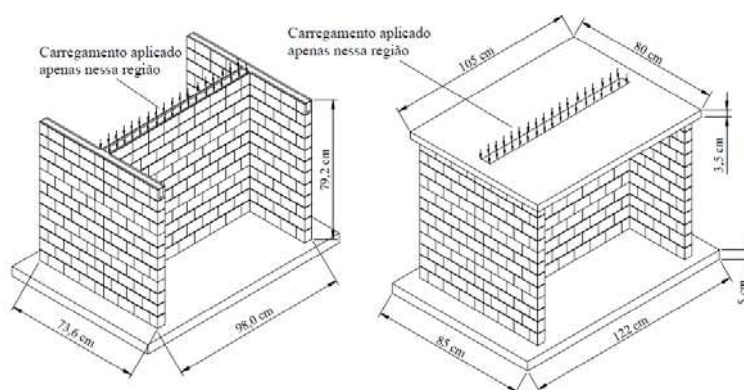


Figura 2-34 – Painéis H2 com e sem laje de topo

Fonte: CAPUZZO NETO (2005).

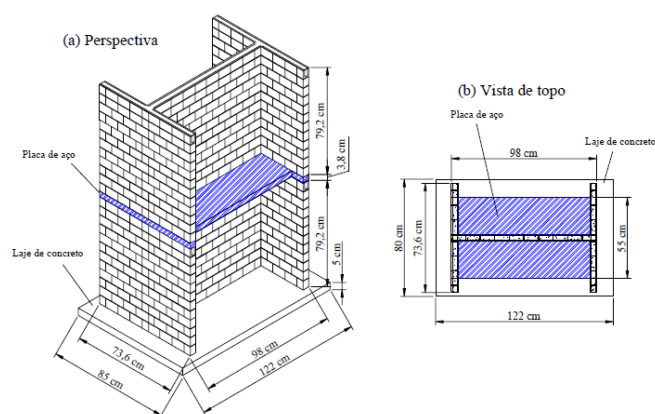


Figura 2-35 – Painéis H3 com e sem laje de topo

Fonte: CAPUZZO NETO (2005).

Para os painéis com cinco fiadas, a conclusão que se chegou foi que a presença das cintas de amarração em termos de resistência total dos modelos não foi apreciável, pois levaram a um aumento da força de ruptura inferior a 20%. Observou-se que para a série com amarração direta a ruptura ocorreu pelo cisalhamento da ligação das paredes, tendo flexão dos flanges, constatada pelas deformações obtidas durante o ensaio e caracterizada pelo aparecimento de fissuras verticais e horizontais ao longo das juntas de argamassa nos mesmos.

Em resumo, para os painéis em escala reduzida, das investigações realizadas pode-se inferir que o princípio de Saint Venant fornece, comprovadamente, subsídios para a consideração da uniformização do carregamento aplicado em painéis de alvenaria. Os modelos reduzidos são representativos do comportamento da alvenaria em escala real.

A influência das cintas de amarração na fiada intermediária é praticamente nula em termos de resistência final, entretanto modifica o comportamento dos flanges e prolonga o trecho do comportamento linear.

Nos ensaios dos painéis H3 o segundo pavimento do painel fica submetido a uma maior concentração de tensão de cisalhamento na interseção das paredes, já no primeiro pavimento as tensões de cisalhamento na interseção e nos flanges são inferiores às anteriores devido à transferência de força para os flanges.

A presença das lajes de concreto no topo indica um acréscimo na resistência dos painéis de alvenaria de cerca de 30% e que a ruptura do painel de dois pavimentos ocorre pelo esgotamento da capacidade resistente à compressão da parede central do pavimento inferior. O autor realizou análises numéricas dos painéis ensaiados, não abordadas nesse trabalho, que confirmam algumas das conclusões citadas.

Maurício (2005), com o objetivo de estudar as ligações com amarração direta de paredes de bloco de concreto em escalas natural e reduzida 1:4, realizou ensaios em paredes em forma H construídas com cinco fiadas, assentadas sobre bases de concreto armado. Os blocos possuíam resistência à compressão de 7,0 MPa e as paredes foram assentadas com uma argamassa de resistência à compressão de 6,0 MPa.

Foram construídos 6 modelos para cada escala, sendo três com a parede central não apoiada na base (Figura 2-36a), o que sugere a transferência integral do carregamento aplicado para os flanges, e os três restantes com a parede central apoiada na base (Figura 2-36b). O carregamento foi aplicado uniformemente distribuído sobre a parede central.

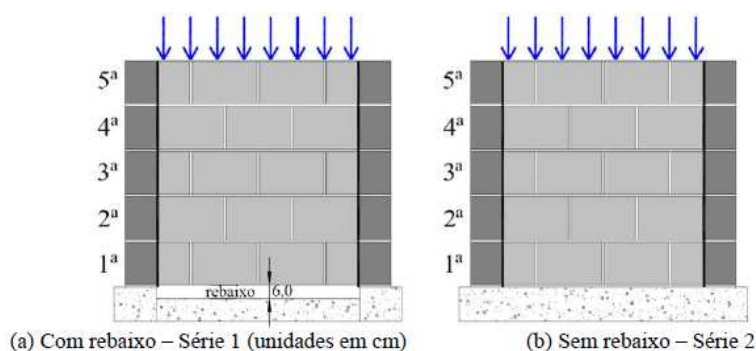


Figura 2-36 – Modelo de parede a ser ensaiada

Fonte: MAURÍCIO (2005).

Os corpos de prova ensaiados foram instrumentados com extensômetros antes do assentamento dos blocos, para a realização da calibração, e com transdutores de deslocamentos, para a medição de deformação dos mesmos (Figura 2-37).



Figura 2-37 – Instrumentação das paredes com LVDT e extensômetros

Fonte: MAURÍCIO (2005).

Segundo o autor, as curvas tensão x deformação das paredes ensaiadas apresentaram um comportamento semelhante em ambas as escalas para carga no regime de serviço, a 20% da ruptura. A ruptura foi brusca nos ensaios de todas as séries e, em alguns casos, tanto na série 1 quanto na série 2, houve ruína dos modelos de ambas as escalas. Pode-se dizer

que para a parede com apoio houve um acréscimo de aproximadamente 15% no valor da carga de ruptura em relação a não apoiada.

A forma de transferência da carga para as abas foi semelhante até o surgimento de um estado de fissuração, após isto, houve alteração do comportamento. Nas parede sem o apoio central, o fluxo de cargas para as abas foi menor nas fiadas superiores, sendo mais intenso nas primeiras fiadas. Nas paredes com apoio central, o comportamento foi inverso, sendo o fluxo mais intenso nas fiadas superiores.

Identificou-se a formação de bielas com inclinação de aproximadamente de 45° da parede central para as abas. Essa formação foi comprovada através das leituras dos extensômetros elétricos. Outro ponto importante é que, nas paredes H totalmente apoiadas, a taxa de transferência do carregamento para as abas depende do nível de carga na parede central variando de modo inverso à aplicação desse carregamento, chegando a 60% para a carga de fissuração.

Andolfato (2006), em sua tese, realizou uma ampla investigação em torno da distribuição das ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural dentro de um edifício. O edifício em escala real, caracterizado como pertencente ao sistema complexo de paredes, serviu de modelo experimental. Durante sua execução e após seu término ele foi monitorado com ensaio de prova de carga.

Os blocos foram instrumentados com extensômetros em pontos estratégicos. As circunstâncias de execução da obra evidenciaram a perturbação das leituras durante essa etapa, mas não impediram sua exequibilidade. A prova de carga permitiu constatar a ocorrência de uniformização de tensões e um comportamento similar ao esperado numericamente através do modelo em elementos finitos realizado pelo autor.

Constatou-se que a instrumentação realizada foi suficiente para monitorar os efeitos de interação entre paredes e que alguns pontos apresentaram comportamento com pequenas diferenças entre si. Alguns pontos da estrutura apresentaram comportamento peculiar às suas características. Observou-se ainda que os pontos monitorados mais afastados do carregamento foram bastante influenciados pelos carregamentos da prova de carga.

Oliveira (2014) desenvolveu um trabalho semelhante ao de Capuzzo Neto (2005). O trabalho teve por objetivo avaliar o comportamento mecânico das interfaces verticais entre paredes de alvenaria conectadas por amarração direta e indireta. Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais, dos componentes (Figura 2-38) e da alvenaria,

além de ensaios de cisalhamento direto em quatro séries de seis corpos de prova de cinco fiadas, em formato H e em escala natural.



Figura 2-38 – Caracterização dos blocos de concreto

Fonte: OLIVEIRA (2014).

Os painéis em formato H possuíam cinco fiadas, apoiavam-se apenas nos flanges e foram carregados verticalmente na parede central. Os modelos foram construídos sobre uma base de concreto armado.

O modelo estudado teve quatro variações: (a) amarração direta de blocos de concreto, (b) amarração direta de blocos cerâmicos, (c) amarração indireta de blocos cerâmicos, (d) amarração indireta de blocos de concreto. A amarração indireta foi executada com grampos metálicos.

Nos modelos em que se utilizavam a amarração indireta, utilizou-se grampos metálicos de 10 mm de diâmetro na região de interface, sempre alocados na interseção dos flanges e a cada duas fiadas. Os painéis de alvenaria tinham dimensões conforme se mostra na Figura 2-39 e foram instrumentados conforme apresentado na Figura 2-40. Por fim, o corpo de prova preparado para ensaio encontra-se na Figura 2-41.

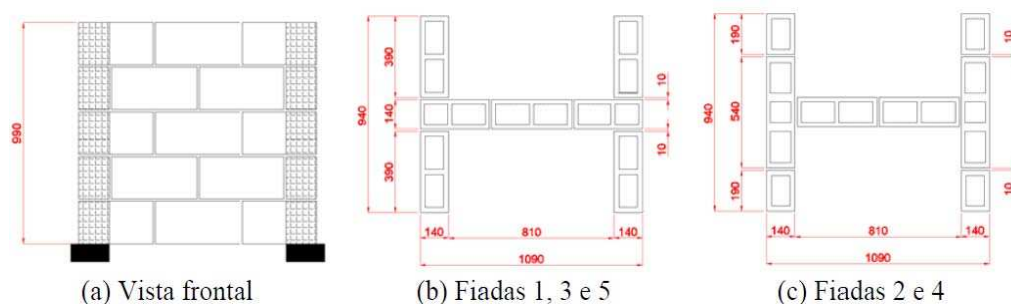


Figura 2-39 – Dimensões das paredes ensaiadas

Fonte: OLIVEIRA (2014).

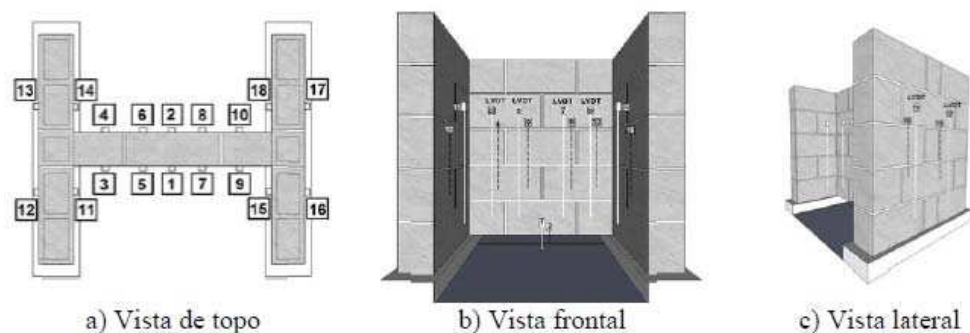


Figura 2-40 – Instrumentação das paredes com DT's



Figura 2-41 – Corpo de prova instrumentado

Fonte: OLIVEIRA (2014).

Prismas de dois blocos para os diferentes tipos de blocos também foram ensaiados à compressão, à tração na flexão e ao cisalhamento para a caracterização da interface bloco-argamassa. Todas essas caracterizações mostraram-se importantes para que se pudesse tornar viável a segunda parte do trabalho, não apresentada aqui, que era representar a alvenaria por meio de um micromodelo.

A resistência ao cisalhamento da interface no plano vertical de ligação entre a parede central e as abas das séries de blocos de concreto foi praticamente a mesma, independentemente do tipo de ligação. Já as séries de blocos cerâmicos com amarração direta apresentaram resistência ao cisalhamento aproximadamente 46% maior que a obtida para amarração indireta. A força de ruptura estimada por meio dos resultados de caracterização dos componentes apresentou boa correlação com a força obtida no ensaio de painel H.

2.6 Comentários

Neste capítulo foram apresentadas algumas propriedades mecânicas fundamentais para o estudo dos painéis de alvenaria bem como alguns trabalhos experimentais realizados que

estudaram a interação de paredes. Fica evidente a importância de se avaliar as características individuais dos componentes da alvenaria para entender melhor a sua influência.

Das pesquisas citadas na revisão de literatura, pode-se afirmar que a existência da interação de paredes é relativamente bem consolidada por alguns autores, ainda que outros consideram que cada parede trabalha sozinha, conforme visto por Sinha e Hendry (1981).

Apesar de saber da existência dessa interação ainda não existe um consenso sobre os graus de interação das paredes para os diversos materiais, tipos de ligação usualmente empregados e sua eficiência. No Brasil, o número de trabalhos relacionados a este assunto é reduzido, sendo a maioria dos artigos voltados para a alvenaria de blocos cerâmicos.

Os trabalhos analisados abordados mostram a carência de estudos de painéis de alvenaria em bloco de concreto de alto desempenho em escala natural. Trabalhos relacionados à interação de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto foram realizados por Maurício (2005) e Oliveira (2014), entretanto os experimentos realizados com paredes formato H em planta com 5 fiadas utilizaram bloco e argamassa com traços comumente utilizados nas obras, devido a sua maior aplicabilidade em obras.

A literatura internacional aborda o assunto e apresenta alguns trabalhos sobre a alvenaria estrutural, contudo o fato dos materiais serem diferentes dos empregados no Brasil prejudica a realização de comparações com os resultados obtidos por pesquisadores nacionais.

MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado e discutido o programa experimental desenvolvido no presente trabalho. Serão detalhados os materiais, equipamentos e procedimentos utilizados nos ensaios experimentais, que foram executados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (LAAES/UFMG) e no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Federal de Viçosa (LMC/UFV).

Inicialmente foram realizados os ensaios de caracterização dos componentes blocos de concreto (Figura 3-1) e argamassa. Em seguida, foram ensaiados prismas de dois blocos sobrepostos unidos por junta de argamassa, de diferentes traços. Por fim, foram realizados ensaios de painéis de alvenaria de blocos de concreto, em formato H, em escala real, com a alma (parede central) apoiada ou não.

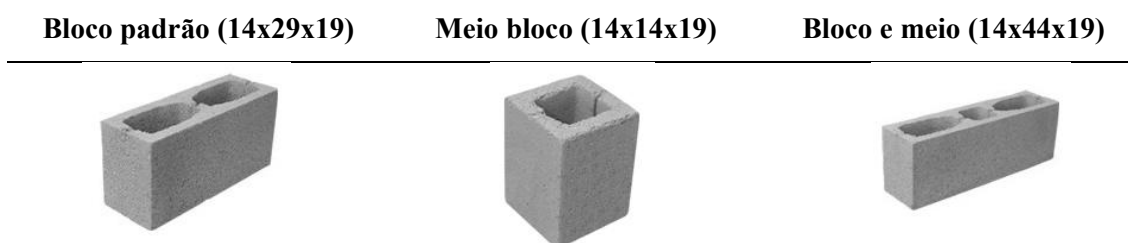


Figura 3-1 – Dimensões dos blocos de concreto da família M15

Fonte: Blojaf.

A composição do lote de blocos de concreto foi:

- bloco de concreto vazado, classe A - (14x14x19), $f_{bk} = 16$ MPa – 220 unidades
- bloco de concreto vazado, classe A - (14x29x19), $f_{bk} = 16$ MPa – 800 unidades
- bloco de concreto vazado, classe A - (14x44x19), $f_{bk} = 16$ MPa – 100 unidades

Após o recebimento dos blocos, eles foram armazenados em local apropriado (Figura 3-2) e cobertos por uma lona.



Figura 3-2 – Blocos de concreto estrutural

3.1 Descrição dos ensaios realizados

Na Tabela 3-1 é apresentado um resumo dos principais ensaios realizados neste trabalho.

Tabela 3-1 – Ensaios realizados no programa experimental

Compon. / Elemento	Norma utilizada	Ensaios		Nº de C.P.	Idade (dias)
		Designação	Tipo		
Bloco inteiro	ABNT NBR 12118:2013	Bloco padrão	Análise dimensional	6	-
			Área bruta e área líquida	6	-
			Absorção de água	3	-
			Resistência à compressão	8	> 28
			Mod. de deformação e coef. de Poisson	6	> 28
Meio bloco	ABNT NBR 12118:2013	Meio bloco	Resistência à compressão	8	> 28
			Mod. de deformação	6	> 28
Argamassa	ABNT NBR 15961:2011	Arg40, Arg 70 e Arg100	Res. à tração na flexão	20	variável
	ABNT NBR 8522:2003		Res. à compressão	60	
	ABNT NBR 15630:2009	Arg70	Mod. de deformação estático	6	53
			Mod. de deformação dinâmico	6	54
Prisma de dois blocos	ABNT NBR 15961:2011	Séries 1, 2, 3, 4 e 5	Res. à compressão	30	14
		Série 5	Mod. de deformação e coef. de Poisson	6	57
Paredes H	ABNT NBR 8949:1985	Painel com apoio central	Res. à comp., deformação e modo de ruptura	3	54, 61 e 63
		Painel sem apoio central	Res. à comp., deformação e modo de ruptura	3	51, 56 e 59

Notas: Arg40, Arg 70 e Arg100 – Argamassas com resistências à compressão de 40%, 70% e 100% da resistência característica do bloco referida à área bruta, respectivamente;

Série 1 – Seis prismas utilizando argamassamento total (Arg 40);

Série 2 – Seis prismas utilizando argamassamento total (Arg 70);

Série 3 – Seis prismas utilizando argamassamento total (Arg 100);

Série 4 – Seis prismas utilizando argamassamento parcial (Arg 70);

Série 5 – Seis prismas utilizando argamassamento total (Arg 70).

O primeiro ensaio foi o de caracterização dos blocos. Seis corpos de prova foram separados para ensaio de análise dimensional, área líquida e absorção de água. O passo

seguinte foi verificar a resistência característica à compressão estimada da amostra de blocos. Para tanto, foram ensaiados oito blocos inteiros à compressão simples. Seis corpos de prova foram instrumentados com quatro extensômetros elétricos para medição do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Uma tentativa de ensaio de blocos inteiros para obter o módulo de elasticidade utilizando *clip-gauge* foi feita, mas sem sucesso. Devido à impossibilidade da máquina e do equipamento, optou-se pelo ensaio em meio bloco. Dois meio-blocos foram ensaiados à compressão, para estimativa da carga máxima, e seis foram ensaiados para obtenção do módulo de elasticidade.

O estudo da argamassa foi o segundo passo. A ABNT NBR 15961-1:2011 fixa limites para a resistência à compressão da argamassa, entre 1,5 MPa e 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida. Para a dosagem da argamassa foi utilizado o método proposto por Santos (2014), que pode ser aplicado à argamassa destinada a revestimentos e assentamentos.

Foram realizados ensaios de resistência à tração na flexão e resistência à compressão axial em corpos de prova prismáticos de argamassa de diferentes traços, tanto os traços utilizados durante a fase de dosagem, quanto aqueles empregados na montagem de prismas e paredes.

Nesse trabalho, buscou-se experimentar três tipos de traços de argamassa em prismas. Foram confeccionadas três séries, cada uma com seis prismas de dois blocos (Série 1, Série 2 e Série 3), utilizando argamassas de resistências correspondentes a 40%, 70% e 100% (Arg40, Arg70 e Arg100) da resistência característica do bloco, referida à área bruta, respectivamente.

Doze prismas foram confeccionados com o traço definitivo para a argamassa, sendo seis com argamassamento parcial e seis com argamassamento total, Série 4 e Série 5, respectivamente. A Série 5 foi instrumentada com dois transdutores de deslocamento e quatro extensômetros, para medir o módulo de deformação e determinação do coeficiente de Poisson, e ensaiada à resistência à compressão.

A última etapa foram os ensaios de painéis de alvenaria em formato H, em escala real. Os painéis foram executados sobre gabaritos metálicos, sendo que os três primeiros foram totalmente apoiados na base e outros três com a parede central sem apoio, sendo apenas as abas laterais apoiadas. Em todos os ensaios, as paredes foram instrumentadas com dezoito transdutores de deslocamento e uma célula de carga conectados a um sistema de

aquisição de dados, além de um relógio comparador para medição de deslocamentos fora do plano do painel central.

3.2 Caracterização física e mecânica dos blocos

Para os blocos foram realizados os seguintes ensaios: análise dimensional, área líquida, absorção de água, resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O lote, ao ser recebido, foi analisado segundo aspectos visuais e não apresentava defeitos sistemáticos como trincas, rachaduras, quebras ou superfícies irregulares.

3.2.1 Análise dimensional dos blocos, área líquida e absorção de água

Os ensaios dos blocos padrão foram realizados no LMC/UFV seguindo as recomendações da ABNT NBR 12118:2013. A análise dimensional consiste em determinar a largura, o comprimento, a altura, a espessura mínima das paredes e as dimensões dos furos.

Os equipamentos utilizados para as leituras das diferentes dimensões foram: réguas metálicas com graduação de 0,5 mm, esquadro metálico de 90° e paquímetro. Os resultados foram comparados com os requisitos exigidos pela ABNT NBR 6136:2014. A medida da largura, comprimento e altura foram realizadas em três pontos distintos de cada face, sendo o valor final a média dessas leituras.

Nas paredes longitudinais foram realizadas duas medidas e na parede transversal uma medida, sempre tomando a menor espessura (face inferior no momento do assentamento). O valor final da espessura das paredes longitudinais e transversais foi a média das leituras respectivamente.

Para a determinação das dimensões dos furos, foram realizadas duas medidas no centro aproximado de cada furo, sendo uma na direção longitudinal e outra na direção transversal, tomadas nas faces de menor espessura (face superior no momento do assentamento). Os pontos de medições foram marcados e tomados nos mesmos pontos em todos os blocos. O valor final da dimensão dos furos foi calculado pela média.

Para o ensaio de absorção de água e área líquida, os equipamentos utilizados foram: balança digital modelo Balmak, capacidade de 25 kg, resolução de 0,1 gramas, balança hidrostática e estufa. Os valores são determinados a partir das Equações (3.1) e (3.2), as

quais são apresentadas a seguir, assim como o significado e determinação das suas respectivas variáveis. Foram ensaiados três corpos de prova.

$$\text{Absorção de água (\%): } a = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \times 100 \quad (3.1)$$

$$\text{Área líquida (mm}^2\text{): } A_{liq} = \frac{m_2 - m_1}{h \times \gamma_a} \times 1000 \quad (3.2)$$

em que:

- m_1 : massa do bloco seco em estufa, em gramas;
- m_2 : massa do bloco saturado, em gramas;
- m_4 : massa aparente do bloco, em gramas;
- h : altura média do bloco, em milímetro;
- γ_a : massa específica da água, em gramas por centímetros cúbicos.

A massa do bloco seco em estufa (m_1) foi determinada após os blocos permanecerem em estufa a $105^\circ \pm 5^\circ\text{C}$ por um período de 24 horas (Figura 3-3). Os corpos de prova eram pesados de duas em duas horas, até que em duas medidas sucessivas não se registrou diferença de massa superior a 0,5% em relação ao valor anterior.



Figura 3-3 – Blocos colocados na estufa para a determinação da massa seca (m_1)

A massa do bloco saturado (m_2) foi obtida depois de se colocar os blocos imersos em uma caixa com água por um período de 24 horas. Transcorrido esse tempo, os corpos de prova foram pesados, na condição de saturados com a superfície seca, condição essa obtida por drenagem dos blocos sobre uma tela, por 60 segundos, e remoção da água superficial com um pano seco antes da pesagem. A operação foi repetida até que a leitura não ultrapassasse 0,5% da leitura anterior (Figura 3-4).



Figura 3-4 – Bloco pesado na condição de saturado superfície seca para obter (m_2)

A massa aparente do bloco (m_4) foi determinada imergindo-se o corpo de prova em água à temperatura de $23\pm 5^\circ\text{C}$, e pesando-o por meio da balança hidrostática, como mostrado na Figura 3-5.



Figura 3-5 – Bloco colocado na balança hidrostática para determinação da massa aparente (m_4)

3.2.2 Resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos blocos

A execução do ensaio de resistência à compressão dos blocos de concreto seguiu o procedimento da ABNT NBR 12118:2013. A determinação do valor característico da resistência foi realizada conforme a ABNT NBR 6136:2014, específica para blocos vazados de concreto e os valores obtidos são todos relacionados à área bruta dos blocos. Os blocos foram ensaiados secos ao ar, de acordo com esta norma.

A regularização das faces de trabalho dos corpos de prova foi realizada com nata de cimento conforme prática usual do laboratório. A nata de cimento, além de contribuir para o acabamento, possui resistência necessária para suportar a carga durante o ensaio e uma cura relativamente rápida.

Os blocos foram capeados sobre uma bancada de mármore, garantindo o acabamento dos mesmos. Os equipamentos utilizados foram régua, prumo, nível e martelo de borracha. Na Figura 3-6 são ilustrados os equipamentos utilizados para o capeamento e os blocos capeados.



Figura 3-6 – Blocos sendo capeados e equipamentos utilizados

Os ensaios de módulo de deformação e coeficiente de Poisson não seguiram uma norma específica. A escolha do procedimento de ensaio foi feita com base em trabalhos encontrados na literatura. Ressalta-se a necessidade da determinação dos módulos de elasticidade dos componentes para a realização de trabalhos futuros de análise numérica. Os blocos identificados foram medidos e pesados para serem instrumentados, conforme é mostrado na Figura 3-7.



Figura 3-7 – Blocos preparados para instrumentação

Para obtenção das propriedades dos blocos, foram utilizados extensômetros e os seguintes procedimentos:

- dois blocos foram submetidos à compressão até sua ruptura;
- seis blocos foram instrumentados com quatro extensômetros, dois para módulo de elasticidade e dois para coeficiente de Poisson;
- os blocos foram submetidos a uma carga de 40% da carga de ruptura e descarregados, para então serem ensaiados.

Os extensômetros elétricos são dispositivos de medida que, postos a atuar sobre pequenas variações nas dimensões, transformam-nas em variações equivalentes em sua resistência elétrica. São muito utilizados devido à precisão das medidas, à facilidade de manipulação e à capacidade de monitorar as deformações até às cargas últimas em ensaios destrutivos. A seguir são apresentados os procedimentos de instrumentação dos blocos.

A técnica para a colagem dos extensômetros foi o “*tape method*”. Em cada face do bloco, nos pontos médios, foram marcadas as posições onde seriam colocados os extensômetros. Em seguida aplicou-se massa plástica para melhor acabamento da superfície (Figura 3-8).

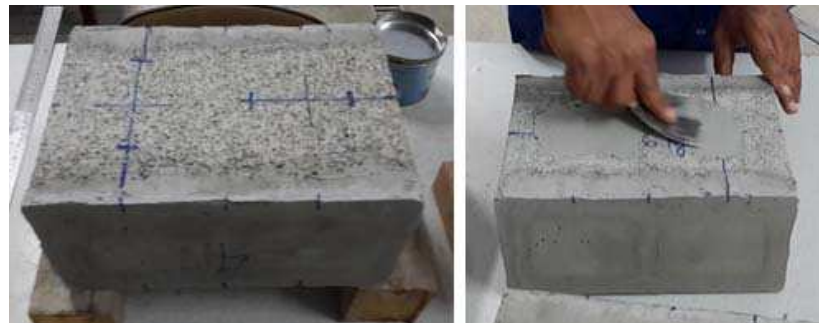


Figura 3-8 – Marcação dos blocos e aplicação da massa plástica

Uma vez endurecido o material de regularização a superfície foi lixada, iniciando com a lixa 80, seguida das lixas 120, 180, 240 até a lixa 320, sempre passadas em duas direções ortogonais entre si. Utilizando um material cortante, no caso um estilete, os eixos de posicionamento dos extensômetros foram marcados.

Em seguida, foram utilizados álcool e acetona para remover impurezas e gorduras que possam ter restado na superfície. Retirando cuidadosamente os extensômetros da embalagem e com auxílio de uma pinça eles foram colados em uma fita adesiva transparente. Desta forma, se consegue posicioná-los de modo que possam ser levantados com movimento basculante.

Espargiu-se o adesivo onde seria fixado o extensômetro no corpo de prova e em sua face inferior e com a pinça ele foi posicionado na sua posição final conforme apresentado na Figura 3-9.



Figura 3-9 – Bloco com a superfície lixada com sua marcação e extensômetros aplicados

Sobre a área colada, foi estendido um filme de plástico antiaderente e, então, aplicada pressão sobre o extensômetro para que a cura do adesivo terminasse o processo de colagem.

Por fim, foram examinados a resistência de isolamento e a resistência dos extensômetros, com o objetivo de verificar se o processo havia, ou não, alterado suas características. Caso não houvesse alteração, os cabos eram soldados em um quarto de ponte para que pudessem ser conectados ao sistema de aquisição de dados e identificados conforme o lado da face do bloco (lado A ou B) e o que estava medindo (módulo de elasticidade ou Poisson). Na Figura 3-10 é mostrado o isolamento dos extensômetros e o corpo de prova já instrumentado.



Figura 3-10 – Bloco instrumentado

Os equipamentos utilizados para instrumentação foram:

- tesoura;
- lixas;
- pinça;
- alicate de corte;
- fita adesiva e fita isolante;
- cola cianoacrilato;
- algodão;
- álcool e acetona;
- acetato de teflon;
- multímetro;
- extensômetros elétricos uniaxial, marca Kywoa, comprimento de 67 mm, resistência de 350 Ω ;
- conjunto de cabos para ligação dos extensômetros;
- solda.

Os equipamentos utilizados para realização dos ensaios foram:

- prensa EMIC com capacidade de 2000 kN, precisão de 10 kgf, com controle de deslocamento;
- célula de carga com capacidade de 500 kN;
- sistema de aquisição de dados Lynx, com 16 canais.

Os blocos instrumentados foram submetidos a uma carga de 30% da carga de ruptura e descarregados, para acomodações. Em seguida o carregamento foi aplicado a uma taxa de 0,005 mm/s até 50% da provável carga de ruptura. O carregamento não foi aplicado

até a ruptura dos corpos de prova devido à célula de carga ter capacidade de 500 kN e os blocos suportarem até 780 kN, entretanto, isso não invalida o trabalho, visto que o ensaio contemplou o trecho linear, que é importante para o cálculo dos coeficientes de interesse.

A célula de carga foi previamente calibrada por uma prensa e um anel dinamométrico (Figura 3-11). Os quatro extensômetros de cada bloco foram ligados ao sistema de aquisição de dados e calibrados no momento do ensaio.



Figura 3-11 – Calibração da célula de carga com anel dinamométrico

Após ser atingido o nível de tensão desejado, o sistema era aberto e toda a carga retirada. Então, retirava-se a célula de carga e o bloco era ensaiado até a sua ruptura sem o sistema de aquisição de dados. Na Figura 3-12 é mostrado o esquema de ensaio executado.

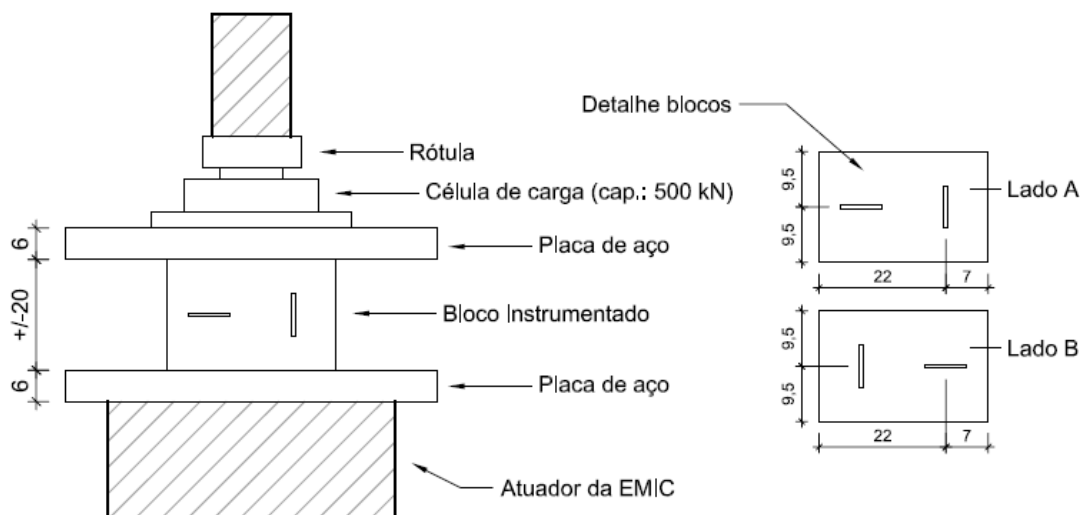


Figura 3-12 – Esquema de ensaio

Não foram observadas para este nível de tensão trincas ou fissuras, de modo que a resistência à compressão não foi afetada por esses dois pré-carregamentos. Outro fato que valida essa afirmação é que os resultados foram coerentes com os blocos instrumentados sem o ciclo carga/descarga.

Para obter o módulo de elasticidade admitiram-se, como trecho linear, valores do gráfico de tensão por deformação de 0,5 MPa à 30% da tensão de ruptura média dos blocos. Os ensaios ocorreram no Laboratório de Materiais de Construção na UFMG (LMC/UFMG). Na Figura 3-13 e na Figura 3-14, a seguir, são apresentados os ensaios realizados.

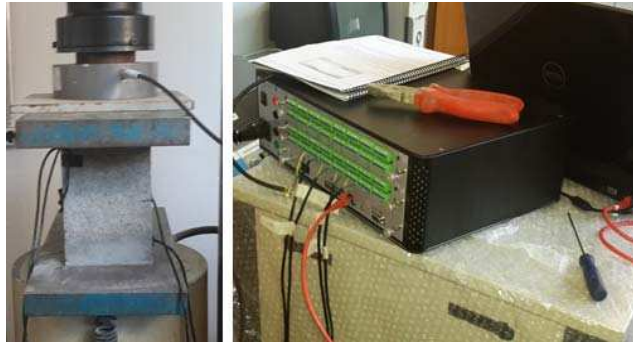


Figura 3-13 – Bloco posicionado para ensaio e sistema de aquisição de dados

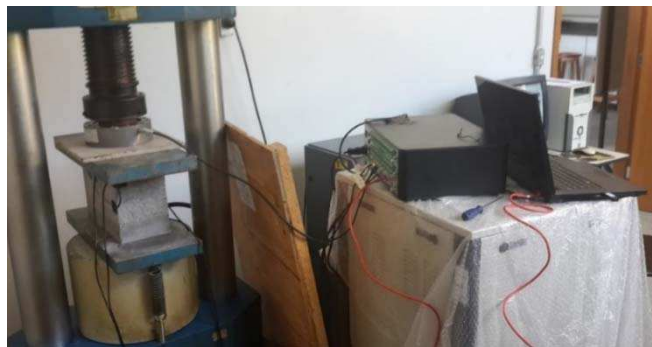


Figura 3-14 – Esquema do ensaio, ao fundo prensa EMIC

Ensaio em meio bloco foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da UFV. Seguiram-se os mesmos procedimentos já citados, entretanto, as medidas de deformações dos blocos foram feitas com dois *clip-gauges* e não houve a necessidade de sistema de aquisição de dados, visto que a leitura da carga e da deformação foram realizadas pela prensa EMIC. O capeamento dos meio-blocos é apresentado na Figura 3-15.

Os *clip-gauges* foram colocados nos blocos, em face oposta no ponto médio, com o auxílio de uma fita elástica, própria para prender os sensores. A seguir é apresentado um esquema da posição do *clip-gauge* no meio bloco (Figura 3-16).



Figura 3-15 – Capeamento dos meio blocos

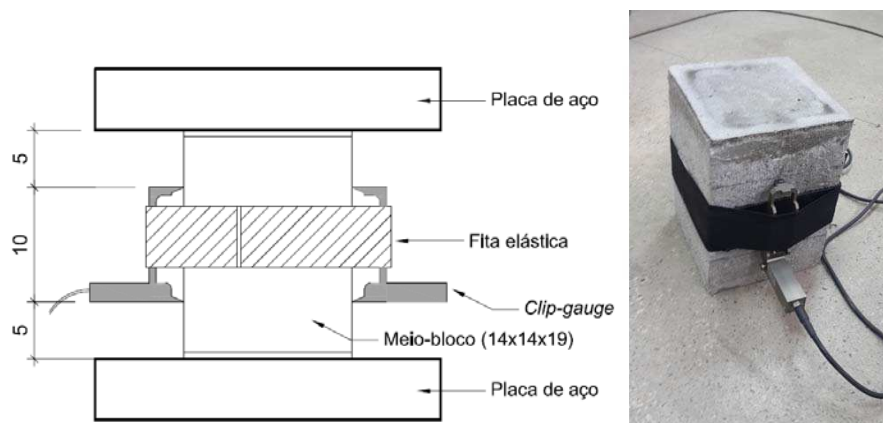


Figura 3-16 – Posição do clip-gauge no meio bloco

Os valores da resistência característica à compressão das amostras foram calculados segundo a ABNT NBR 6136:2014, referidos à área bruta, a partir das equações a seguir:

$$f_{bk,est} = 2 \times \left[\frac{f_{b(1)} + f_{b(2)} + \dots + f_{b(n-1)}}{i - 1} \right] - f_{b(i)} \quad (3.3)$$

sendo:

- $i = (n/2)$, se n é par e $i = [(n - 1)/2]$, se n é ímpar;
- n é igual a quantidade de blocos da amostra;
- $f_{b(1)} + f_{b(2)} + \dots + f_{b(n-1)}$ são os valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente;
- $f_{bk,est}$ é a resistência característica estimada da amostra, expressa em megapascal;
- Nota: não se deve tomar para $f_{bk,est}$ valor menor que $\psi \times f_{b(1)}$, adotando-se para ψ os valores da Tabela 5 da ABNT NBR 6136, em função da quantidade de blocos da amostra.

3.3 Caracterização física e mecânica da argamassa

As argamassas empregadas neste trabalho foram confeccionadas utilizando-se os seguintes materiais como aglomerantes: cimento Portland do tipo CP II-E-32, fabricado pela Holcim do Brasil S.A, e cal hidratada especial aditivada tipo CH I – Massical,

fabricada pela Ical Ltda. Utilizou-se agregado miúdo natural quartzoso – zona utilizável superior e água potável proveniente da rede de distribuição de Belo Horizonte fornecida pela Copasa.

3.3.1 Propriedades do agregado

A argamassa de assentamento para a alvenaria estrutural utilizou somente a porção do agregado passante na peneira de 4,8 mm, o que se convencionou ser suficiente para atender à espessura de 10 mm da junta de assentamento. Na Figura 3-17 é ilustrado o ensaio de granulometria e massa específica do agregado miúdo.



Figura 3-17 – Ensaio de granulometria e massa específica no agregado miúdo

3.3.2 Metodologia de dosagem

A metodologia de dosagem corresponde a um conjunto de atividades sequenciais e exequíveis, que permite definir o traço mais adequado para um determinado fim. O método de dosagem da argamassa utilizado neste trabalho, como dito anteriormente, foi desenvolvido por Santos (2014), como trabalho de tese. A seguir será apresentado um resumo da metodologia utilizada para obtenção dos traços de argamassa.

Os parâmetros condicionantes para realização desse método de dosagem são:

- massa específica real e unitária (solta e compacta);
- granulometria completa da areia, incluindo curva granulométrica, diâmetro máximo, módulo de finura e teor de material pulverulento;
- condição ambiental exigida para a argamassa em interesse (delimitam a inserção ou não de cal, resistência e durabilidade para os locais de uso);
- condições normativas que devem ser atendidas (ABNT NBR 13281:2005, que delimitam os parâmetros que as argamassas devem seguir, de modo a atender às prescrições normativas para determinadas condições de uso)
- laboratório que permita simular as condições do local de aplicação da argamassa com a possibilidade de verificação em pequena escala das características das argamassas.

Na dosagem, a escolha da quantidade de agregado no traço se dá a partir da análise da curva granulométrica e, principalmente, das massas específicas unitárias. O objetivo desse método de dosagem é encontrar traços nos quais se conhece o coeficiente de vazios deixados pelo agregado, de modo que possam ser preenchidos por: cimento, cal e água e, até mesmo, um percentual de poros (teor de ar incorporado) desejável para a argamassa.

A proposta para se encontrar o consumo percentual de agregado na mistura, feita pelo autor, se baseia na equação obtida através do conceito de coeficiente de vazios (Equação 3.4), conforme procedimento a seguir:

$$C_{\text{vazios}} = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_t - V_s}{V_t} = \left(1 - \frac{V_s}{V_t}\right) \times 100 \quad (3.4)$$

Considerando:

$$V_s = m / \gamma_r \quad (3.5)$$

$$V_t = m / \gamma_u \quad (3.6)$$

Tem-se:

$$C_{\text{vazios}} = \left(1 - \frac{\gamma_u}{\gamma_r}\right) \times 100 \quad (3.7)$$

Assim, o consumo percentual de areia corresponde ao volume total (100%) menos o coeficiente de vazios, conforme a Equação (3.8).

$$C_{\text{areia}} = 100 - \left(1 - \frac{\gamma_u}{\gamma_r}\right) \times 100 \quad (3.8)$$

onde:

- C_{areia} é igual ao teor de agregado miúdo no traço, em %;
- γ_u é a massa específica unitária do agregado miúdo, em g/cm³;
- γ_r é a massa específica real do agregado miúdo, em g/cm³;
- C_{vazios} é o coeficiente de vazios, em %;
- V_s é o volume de sólidos, em litros, V_t é o volume total, em litros e V_u é o volume de vazios, em litros.

A determinação da quantidade de água no traço é feita pelo ensaio de consistência, conforme a opção de uso do traço de argamassa (seca, plástica, fluida). Utiliza-se nesse método o ensaio da mesa de espalhamento (*flow table*), cujos procedimentos são descritos pela ABNT NBR 13276:2005. Nesta etapa propõe arbitrar inicialmente 15%, que é o valor que permite uma boa convergência durante o ajuste dos traços.

Ressalta-se que a fixação de parâmetros para a definição da quantidade não pode levar em conta somente a consistência, mas também a coesão, a distribuição granulométrica e a relação aglomerante/agregado que podem alterar as propriedades do traço no estado fresco.

A definição da quantidade de aglomerante no traço pode ser definida conforme mostrado na Tabela 3-2 e na Tabela 3-3, que é baseada na Equação (3.8) e nos consumos mínimos de cada aglomerante. Nesta etapa se obtém três traços básicos que servirão de norteadores para se encontrar o traço ideal. A determinação do consumo de aglomerantes pode ser feita pela técnica de pontos extremos ou através de pontos próximos.

Tabela 3-2 – Determinação da quantidade de aglomerante (Adaptado SANTOS 2014) – P.E.

Pontos extremos					
Designação	Cimento %	Cal %	Areia %	Água %	Total %
Traço 1	5	Z	Careia	15%	100%
Traço 2	$(Z + 5) / 2$	$(Z + 5) / 2$	Careia	15%	100%
Traço 3	Z	5	Careia	15%	100%

Tabela 3-3 – Determinação da quantidade de aglomerante (Adaptado SANTOS 2014) – P.P.

Pontos próximos					
Designação	Cimento %	Cal %	Areia %	Água %	Total %
Traço 1	$(Z + 5) / 2$	$(Z + 5) / 2$	Careia	15%	100%
Traço 2	$(3Z + 5) / 4$	$(Z + 15) / 4$	Careia	15%	100%
Traço 3	Z	5	Careia	15%	100%

* Adotando $Z = 100 - C_{\text{careia}} - 5 - 15$

Nessa etapa, devem-se indicar as propriedades que são relevantes, confeccionar os corpos de prova e obter os resultados através de equações ou forma gráfica. Desta forma, é possível definir o consumo dos materiais para diversas resistências de argamassa.

3.3.3 Dosagem dos traços

Neste trabalho foram obtidos os traços através das curvas de aproximação, por ser um procedimento mais simples e não demandar conhecimentos prévios de ferramentas computacionais e de programas estatísticos.

As propriedades da argamassa de maior relevância para este trabalho foram no estado fresco: consistência, coesão e retenção de água, enquanto no estado endurecido foram resistência à tração na flexão, resistência à compressão e aderência.

As resistências requeridas para os traços de argamassa desenvolvidos nesse trabalho encontram-se na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 – Traços desenvolvidos para estudo de prismas

Traço	f_{bk} (MPa)	% f_{bk}	Res. da argamassa (MPa)
1	16,9	≈ 40%	≈ 6,80
2		≈ 70%	≈ 11,80
3		≈ 100%	≈ 16,90

Para definir o traço ideal, adotou-se o processo de pontos próximos, partindo do ponto médio para traços mais fortes (maior consumo de cimento), conforme mostra a Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Traços iniciais em porcentagem

Traço	Cimento (%)	Cal (%)	Areia (%)	Água (%)
1	9,55	15,00	61,45	14,00
2	14,55	10,00	61,45	14,00
3	17,05	7,50	61,45	14,00

Transformando-se os traços em volume e posteriormente em massa, obtêm-se as proporções apresentadas na Tabela 3-6. Ressalta-se que foram utilizados os valores de massa específica real e unitária do cimento (3,1 kg/L e 1,70 kg/L) e da cal (2,8 kg/L e 0,50 kg/L), respectivamente, fornecidos pelo fabricante.

Tabela 3-6 – Traços iniciais em massa

Traço	Cimento (kg)	Cal (kg)	Areia (kg)	Água (kg)
1	1,000	0,462	5,962	0,862
2	1,000	0,202	3,913	0,566
3	1,000	0,129	3,340	0,483

O traço foi ajustado, buscando uma consistência de 260±10 mm, sendo necessário o incremento de água para atender à condição. Com os ajustes, os traços se alteraram um pouco, conforme é apresentado na Tabela 3-7 e Tabela 3-8.

Tabela 3-7 – Traços ajustados em porcentagem

Traço	Cimento (%)	Cal (%)	Areia (%)	Água (%)
1	9,36	14,70	60,21	15,72
2	14,13	9,70	59,65	16,52
3	16,81	7,37	60,58	15,23

Tabela 3-8 – Traços ajustados em massa

Traço	Cimento (kg)	Cal (kg)	Areia (kg)	Água (kg)
1	1,000	0,462	5,962	0,988
2	1,000	0,202	3,913	0,688
3	1,000	0,129	3,340	0,533

Como as argamassas de assentamento são regidas pela ABNT NBR 15281:2005, existem alguns preceitos acerca do ensaio de compressão, que é feito com a metade do corpo de prova prismático restante do ensaio de tração na flexão. Deste modo, montaram-se três corpos de prova para cada idade, a saber: 7 e 14 dias. A idade de 14 dias foi escolhida para ensaio dos prismas, por isso as argamassas foram dosadas para apresentarem a

resistência necessária nessa idade. Três corpos de prova prismáticos para cada traço fornecem, três corpos de provas para tração na flexão e seis corpos de prova para compressão.

Os corpos de prova foram moldados em moldes metálicos, que permitem a moldagem de três corpos de prova prismáticos de dimensões (40x40x160) mm (Figura 3-18-1). Aplicou-se uma fina camada de óleo mineral nas faces internas do molde e, em seguida, retirou-se o excesso com um pano absorvente. O adensamento ocorreu, em duas camadas, sobre uma mesa que possui um eixo excêntrico que gera trinta golpes (Figura 3-18-2). Em seguida rasa-se o molde com régua metálica, protegendo-o com um filme plástico.

Os corpos de prova permaneceram nos moldes durante (48±24) horas, e após serem retirados tiveram cura ambiente, sem nenhuma proteção adicional (Figura 3-18-3).



Figura 3-18 – 1) Molde metálico – 2) Moldagem dos corpos de prova de argamassa – 3) Corpos de prova prismático

A ruptura dos corpos de prova de argamassa ocorreu no décimo quarto dia, idade em que os prismas seriam ensaiados. Os ensaios seguiram as recomendações da ABNT NBR 13279:2005 e da ABNT NBR 15961-2:2011. Na Figura 3-19 e na Figura 3-20 são ilustrados os ensaios à tração na flexão e à compressão.

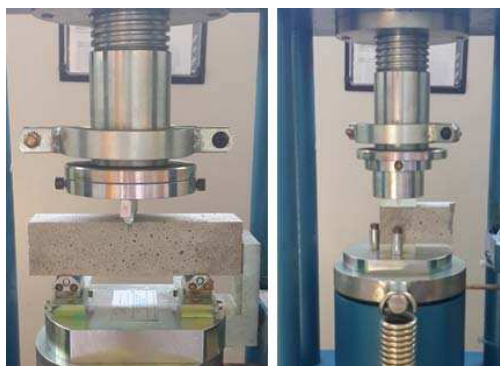


Figura 3-19 – Resistência à tração na flexão e resistência à compressão de corpos de prova de argamassa



Figura 3-20 – 1) Prensa para ensaio em argamassa 2) Visor com apresentação de valor máximo

São apresentados os gráficos, Gráfico 3-1 e Gráfico 3-2, que permitem encontrar os traços de acordo com a resistência à compressão e à tração na flexão para a idade de 14 dias. Foram ensaiados corpos de prova com 28 dias para acompanhar o ganho de resistência dos três traços.

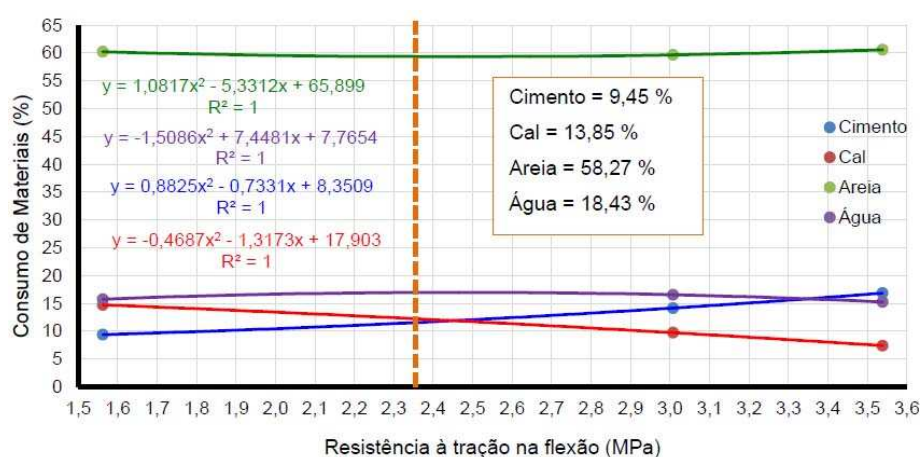


Gráfico 3-1 – Curvas de consumo de materiais da argamassa – Resistência à tração na flexão

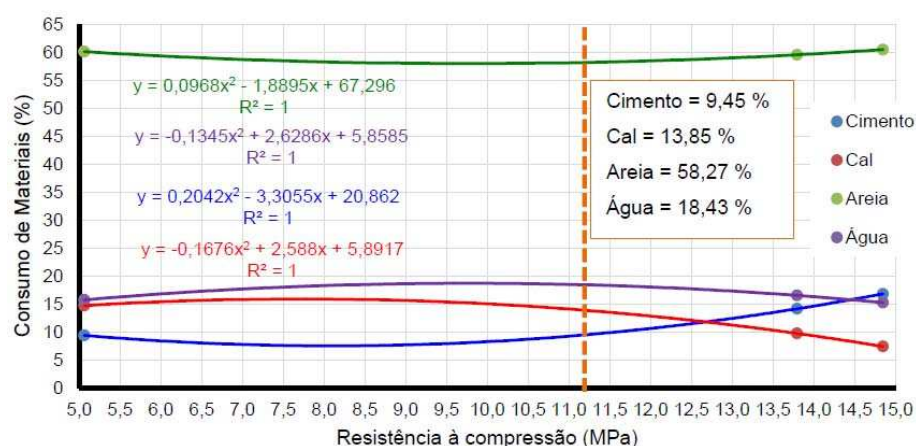


Gráfico 3-2 – Curvas de consumo de materiais da argamassa – Resistência à compressão simples

O Gráfico 3-2 foi utilizado para determinação dos traços para as resistências especificadas na Tabela 3-4. A determinação de resistência de 16,9 MPa foi calculada com base na

extrapolação das curvas e ajuste na porcentagem de cimento, e confirmada após ensaios de novos corpos de prova de argamassa.

Os traços, em porcentagem (Tabela 3-9) e em massa (Tabela 3-10), utilizados para as três resistências de argamassa a serem utilizados nos prismas, estão apresentados a seguir.

Tabela 3-9 – Traço final da argamassa em porcentagem

Traço	Cimento (%)	Cal (%)	Areia (%)	Água (%)
1	7,82	15,74	58,92	17,51
2	10,28	13,09	54,48	18,14
3	23,36	1,76	63,01	11,86

Tabela 3-10 – Traço final da argamassa em massa

Traço	Cimento (kg)	Cal (kg)	Areia (kg)	Água (kg)
1	1,000	0,592	6,983	1,317
2	1,000	0,375	4,912	1,038
3	1,000	0,022	2,500	0,299

3.4 Prismas de dois blocos

Nessa etapa do programa experimental foram construídas três séries de prismas de dois blocos. Cada série, composta de seis corpos de prova, utilizou um diferente traço de argamassa. Esse estudo teve como objetivo verificar o comportamento, quanto à resistência à compressão do prisma e modo de ruptura, para diferentes resistências de argamassa.

3.4.1 Moldagem dos prismas

Os corpos de prova foram moldados por um único técnico do laboratório, com experiência na execução desse tipo de alvenaria. Os prismas foram moldados sobre bancadas e os blocos previamente capeados foram assentados com argamassamento total. No decorrer da execução sempre verificado o nível, o prumo e a espessura da junta de argamassa nos corpos de prova.

Os prismas permaneceram no local em que foram moldados durante sete dias e somente após esse tempo inicial é que foram movimentados. Na Figura 3-21 é mostrado o argamassamento total do bloco para a confecção dos prismas.

O processo de cura se deu dentro do ambiente do laboratório até a realização dos ensaios. Foram seguidas as recomendações do Anexo A, contido na ABNT NBR 15961-2:2011, e para o ensaio foram seguidas as diretrizes da ABNT NBR 12118:2013. Na Figura 3-22 são apresentados os prismas de dois blocos moldados com os diferentes traços.



Figura 3-21 – Detalhe do argamassamento total



Figura 3-22 – Prismas de dois blocos em cura ambiente

Para ensaios dos prismas utilizou-se a prensa EMIC de carga máxima de 200 toneladas de força e precisão de 10 kg (Figura 3-23). Foram submetidos à compressão axial, com velocidade de carregamento constante de 0,001 mm/s até a sua ruptura. A idade de ensaio foi de 14 dias.



Figura 3-23 – Prensa EMIC e bloco posicionado para ensaio

Dos ensaios de prismas foram retiradas amostras de cada traço e essas foram analisadas em microscópios. Com os resultados em mãos optou-se em definir o valor da argamassa para a confecção dos painéis de alvenaria em 70% da resistência característica dos blocos, referida à área bruta (Traço 2). A escolha foi feita com base no modo de ruptura dos prismas, no consumo de cimento para a argamassa, e no ganho de resistência, que o aumento na resistência da argamassa proporciona ao prisma.

Como é comum em obras a utilização de argamassa para assentamento dos blocos apenas nos septos laterais do mesmo e a ABNT NBR 15961-1:2011 permite esse tipo de assentamento de blocos, desde que a resistência característica à compressão simples da

alvenaria seja corrigida pelo fator 0,80 foram moldados seis prismas com argamassa apenas nos septos laterais (Série 4), com a argamassa (Traço 2) para verificar o quanto de perda de resistência representava a omissão de parte da argamassa.

Após os ensaios em prismas e a análise dos resultados, optou-se por confeccionar os painéis de alvenaria com o Traço 2 (70% da resistência característica a compressão dos blocos de concreto) e com argamassamento total. Uma nova série (Série 5) de prismas, composta de seis corpos de prova, foi moldada com a argamassa utilizada para preparar os painéis de alvenaria. Esses corpos de prova foram instrumentados com dois transdutores de deslocamento, para medir a deformação longitudinal, e quatro extensômetros, para medir a deformação transversal.

Os prismas foram ensaiados com a idade em que iniciaram os ensaios em painéis de alvenaria. Seis corpos de prova de argamassa cilíndricos também foram moldados para a caracterização da argamassa utilizada nos prismas.

Os novos prismas moldados foram confeccionados pelo mesmo pedreiro que executou os painéis de alvenaria e durante 14 dias permaneceram imóveis para cura. Após esse tempo, foram preparados para a instrumentação. Os procedimentos adotados para a instrumentação foram os mesmos empregados para a caracterização dos blocos. Na Figura 3-24 é mostrado os prismas após aplicação de massa plástica para a colagem dos extensômetros elétricos.



Figura 3-24 – Prismas sendo preparados para caracterização

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão dos prismas seguiram as recomendações da ABNT NBR 15961-2:2011. Os módulos de elasticidade dos prismas E_p foram calculados no intervalo correspondente à curva secante de 5% e 30% da tensão de ruptura de cada corpo de prova, conforme critério da norma.

Como no caso dos blocos, optou-se por carregar e descarregar os prismas e depois levá-los a uma prensa com capacidade adequada para rompê-los. Na Figura 3-25 é apresentado a posição dos dispositivos de medida nos prismas. Os prismas foram submetidos ao ensaio

com aplicação de carga manual em um pórtico. Na Figura 3-26 é ilustrado o esquema montado para realização do experimento.

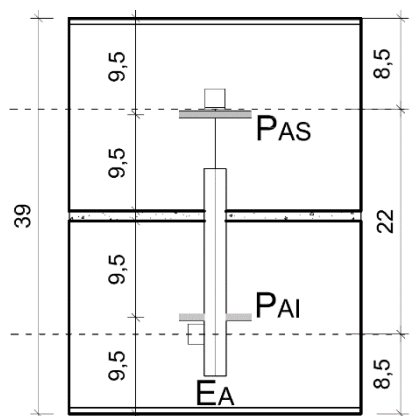


Figura 3-25 – Esquema de instrumentação dos prismas

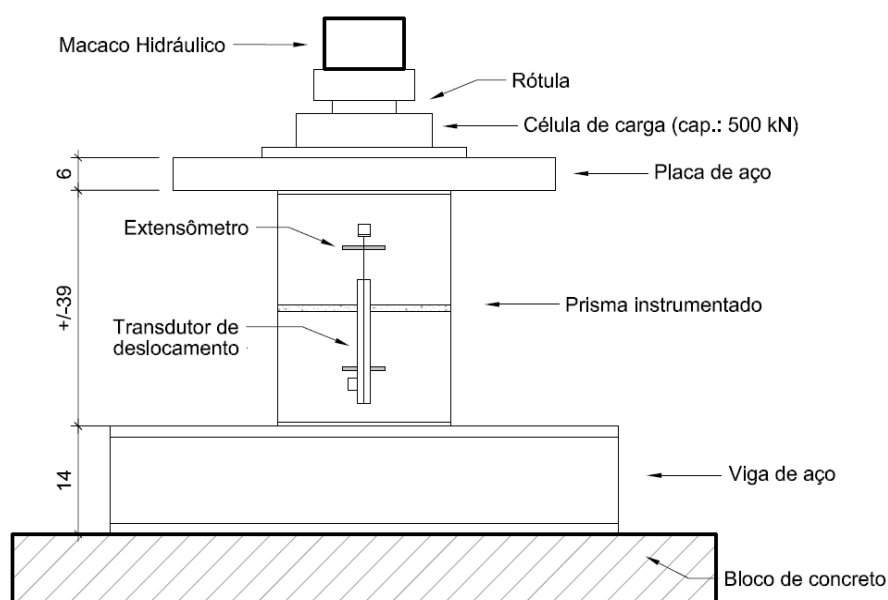


Figura 3-26 – Esquema de ensaio dos prismas

Antes do início do ensaio realizou-se um escorvamento em dois ciclos, com aplicação de aproximadamente 10% da carga de ruptura prevista, onde a carga permanecia sobre o prisma por um tempo não inferior a 5 minutos. Submeteu-se então os corpos de prova a uma carga de aproximadamente de 40% da carga média de ruptura da Série 2, cerca de 210 kN. A carga permanecia aplicada até sua estabilização e depois era descarregado. Na Figura 3-27 é mostrado a preparação dos prismas antes do ensaio.



Figura 3-27 – Preparação dos corpos de prova

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o *AqDados* da *Lynx*, com frequência de leitura de dados de 2Hz. Nesse sistema eram coletados dados da célula de carga, quatro extensômetros elétricos e dois transdutores de deslocamento. Na Figura 3-28 é exibida a configuração do ensaio.



Figura 3-28 – Configuração do ensaio em prismas

Os seis corpos de prova cilíndricos (5x10 cm) de argamassa confeccionados durante a moldagem dos prismas foram ensaiados à compressão e foram obtidos os módulos de elasticidade estático e dinâmico para completa caracterização dos prismas.

O módulo de elasticidade pode ser determinado pela velocidade de propagação da onda. A física clássica relaciona a velocidade do som com o módulo de elasticidade volumétrico (ou longitudinal) e a densidade do material. A ABNT NBR 15630:2009 apresenta uma equação que converte a velocidade da onda no meio em módulo de elasticidade do material, conhecendo-se o coeficiente de Poisson do material.

Para esse estudo foi utilizado o equipamento de ultrassom da marca *Proceq* (Figura 3-29) comumente utilizado na avaliação de estruturas de concreto.



Figura 3-29 – Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico em argamassa

Este equipamento possui pares de transdutores de frequência variada (sendo as mais usuais as de 54 kHz e 200 kHz) que, quando acoplados aos extremos do corpo de prova, emitem e recebem ondas ultrassônicas que atravessam o corpo de prova. O mesmo permite medir o tempo que a onda atravessa o corpo de prova de um extremo ao outro, apresentando o valor em um visor digital, e a partir desse tempo é possível calcular a velocidade de propagação da onda.

Antes da realização do ensaio, o equipamento foi calibrado utilizando-se uma barra padrão de aço, para o qual é pré-definido um tempo de travessia da onda de uma extremidade à outra. A superfície de acoplamento dos transdutores devem ser planas e isentas de grãos soltos, os quais podem prejudicar o correto posicionamento dos transdutores.

Como preparação da superfície dos corpos de prova, foi aplicada uma fina camada de fluido de contato (gel), que fornece um contato mais eficiente entre a superfície do corpo de prova e os transdutores. Feito isto, os transdutores foram posicionados nas superfícies do corpo de prova e imediatamente foi realizada a leitura do tempo.

Após a leitura do tempo, foi calculada a velocidade de propagação da onda dividindo-se a distância entre os transdutores (comprimento do corpo de prova) pelo tempo medido. A partir dos valores da velocidade de propagação da onda, da densidade de massa aparente no estado endurecido, previamente calculada, e do coeficiente de Poisson, determinou-se o módulo de elasticidade dinâmico através da Equação (3.9).

$$E_{din} = v^2 \times \rho \times \frac{(1 + \nu) \times (1 - 2 \times \nu)}{(1 - \nu)} \quad (3.9)$$

onde:

- E_{din} módulo de elasticidade dinâmico (MPa);
- ν velocidade de propagação da onda ultrassônica (km/s);
- ρ densidade de massa aparente (kg/m³);
- ν coeficiente de Poisson (estimado nesse estudo como 0,2).

Foram também determinados o módulo de elasticidade estático da argamassa em corpos de prova cilíndricos. Utilizou-se a norma ABNT NBR 8522:2008, que especifica o método para tal. Os corpos de prova utilizados foram os mesmos usados no ensaio de módulo de elasticidade dinâmico. A Figura 3-30 mostra os corpos de prova após o capeamento dos mesmos.



Figura 3-30 – Corpos de prova de argamassa capeados

Para medir a deformação da argamassa utilizou-se dois *clip-gauge* que são acoplados à prensa EMIC. O registro da carga e da deformação é feita pelo software Tesc. Na Figura 3-31 é mostrado o *clip-gauge* junto aos corpos de prova.



Figura 3-31 – Configuração do ensaio de módulo de elasticidade estático

3.5 Painéis de alvenaria

3.5.1 Definições dos modelos e montagem dos painéis

Nesse trabalho foram ensaiadas duas séries de painéis em escala real. A primeira série foi constituída de três painéis em formato “H” em planta, com a parede central e abas apoiadas. A segunda série foi constituída de três painéis em formato “H” em planta, em que a parede central não foi apoiada, mas apenas as abas. Em ambas as séries, tanto a

junta vertical como a junta horizontal foram preenchidas e possuíam espessura de um centímetro, utilizou-se amarração direta.

As dimensões (em centímetro) em planta dos painéis de alvenaria podem ser visualizadas na Figura 3-32. Na Figura 3-33 é apresentado a elevação dos painéis com suas dimensões.

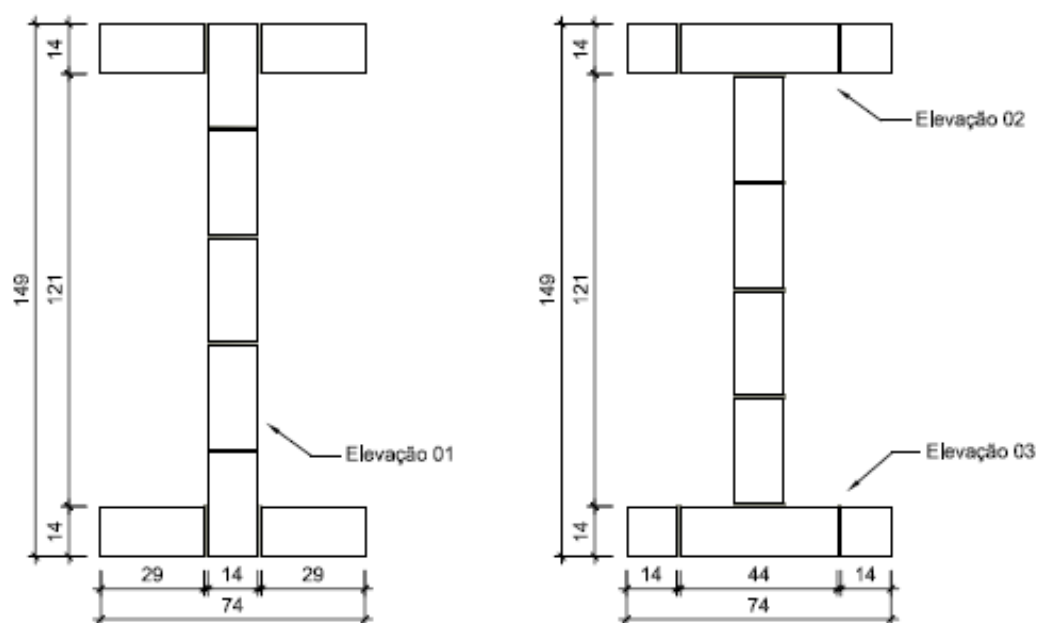


Figura 3-32 – Disposição em planta dos blocos nas diferentes fiadas (fiada ímpar e fiada par)

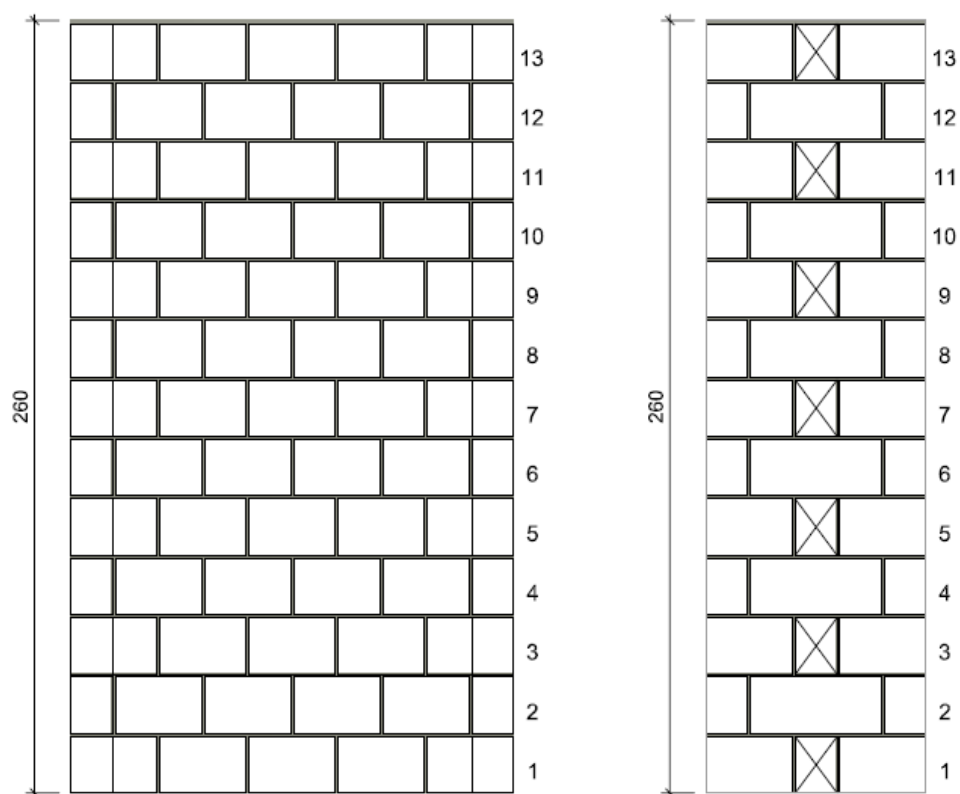


Figura 3-33 – Elevação dos painéis de alvenaria (elevação 1 e elevações 2 e 3)

O procedimento de execução dos painéis de alvenaria seguiu os preceitos da ABNT NBR 8949:1985. O modelo em formato H permite estudar a transferência de carga entre paredes e diminuem os efeitos decorrentes de excentricidades do carregamento (CAPUZZO NETO, 2000).

Toda a argamassa utilizada para produzir os painéis de alvenaria foi dosada em massa utilizando o Traço 2. O teor de umidade da areia foi medido com a utilização do aparelho “Speedy” e o traço foi ajustado nos dias de produção da argamassa, que após ser produzida, era colocada em um caixote para transporte e utilização.

Na Figura 3-34 são mostrados os materiais pesados para preparação da argamassa e a argamassa pronta.



Figura 3-34 – Preparação e transporte da argamassa

A execução dos painéis foi realizada por um único e experiente pedreiro e utilizou instrumentos comumente empregados em obra. Para assentamento dos blocos usou-se o prumo de pedreiro para controle de verticalidade e o esquadro para controle da ortogonalidade das paredes. O controle da espessura da junta de argamassa era feito medindo-se a altura total de cada três fiadas assentadas. Na Figura 3-35 é exibida a verificação do prumo.



Figura 3-35 – Primeira etapa do painel de alvenaria executada

A montagem das paredes foi feita sobre um gabarito metálico dimensionado para suportar o peso total do painel durante o transporte do mesmo. Devido à disponibilidade de três gabaritos, a primeira série foi construída e ensaiada para, posteriormente, construir e ensaiar a segunda série.

A construção das paredes foi realizada em três etapas. No primeiro dia foram levantadas cinco fiadas e nos dois dias subsequentes quatro fiadas cada. Na Figura 3-36 observa-se a primeira etapa do painel de alvenaria já executado. Para cada etapa construída eram moldados três corpos de prova prismáticos de argamassa.



Figura 3-36 – Primeira etapa do painel de alvenaria executada

Na execução da segunda série de painéis de alvenaria, na qual a parede central não era apoiada, utilizou-se isopor com espessura de 50 milímetros de altura. O apoio das abas ocorreu sobre uma camada de argamassa, que nivelou toda a primeira fiada. Na Figura 3-37 é mostrado o gabarito utilizado com o isopor na parte central. O isopor foi retirado no momento do ensaio.

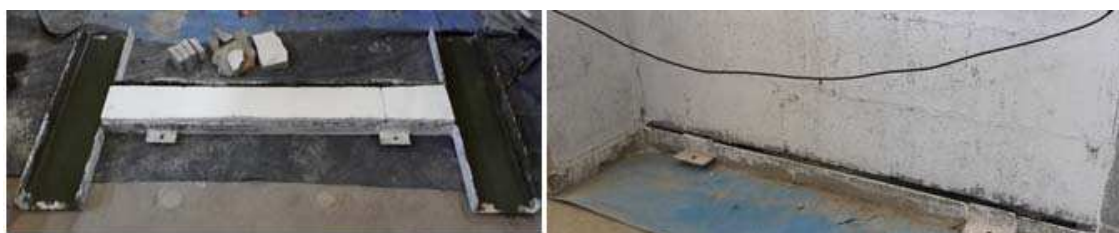


Figura 3-37 – Gabarito com isopor na parede central / detalhe parede central sem apoio

O transporte dos painéis até o local de ensaio foi realizado com uma ponte rolante. Na Figura 3-38 é mostrado o painel executado sendo transportado para o pórtico de reação para ser ensaiado.



Figura 3-38 –Painel de alvenaria executado e sendo transportado

3.5.2 Instrumentação e execução dos ensaios de painéis

Os instrumentos e equipamentos utilizados nos ensaios de painéis de parede estão listados a seguir:

- estrutura de reação constituída por pórtico metálico montado sobre uma laje de reação;
- um cilindro hidráulico de capacidade nominal de 3000 kN, acionado por uma bomba hidráulica manual, para aplicação da carga;
- um transdutor de pressão;
- treze transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01 mm e curso de 100 mm, para medições de encurtamentos da parede;
- três transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01 mm e curso de 150 mm, para medições de encurtamentos da parede;
- dois transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01 mm e curso de 10 mm, utilizado na aba externa, para medições de encurtamentos da parede;
- um relógio analógico para leitura de deslocamento fora do plano da parede central;
- sistema de aquisição de dados HBM Spider.

O comprimento da base de medida para o cálculo das deformações verticais foi de 40 centímetros, o que equivale à medida de duas fiadas, entretanto, como a fixação das cantoneiras não era totalmente precisa, podendo a base de medida variar, todas as distâncias foram verificadas antes de cada ensaio, para cada transdutor de deslocamento.

A numeração dos transdutores de deslocamento utilizados na estrutura está mostrada na Figura 3-39 .

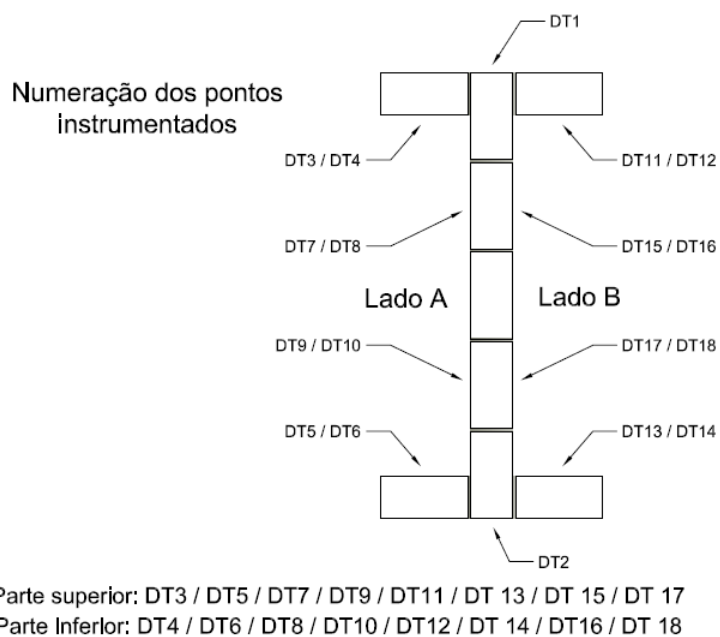


Figura 3-39 –Numeração utilizada nos DT's

Na Figura 3-40 e na Figura 3-41 são mostradas a disposição e a posição dos sensores na parede central e nas abas interna e externa, respectivamente.

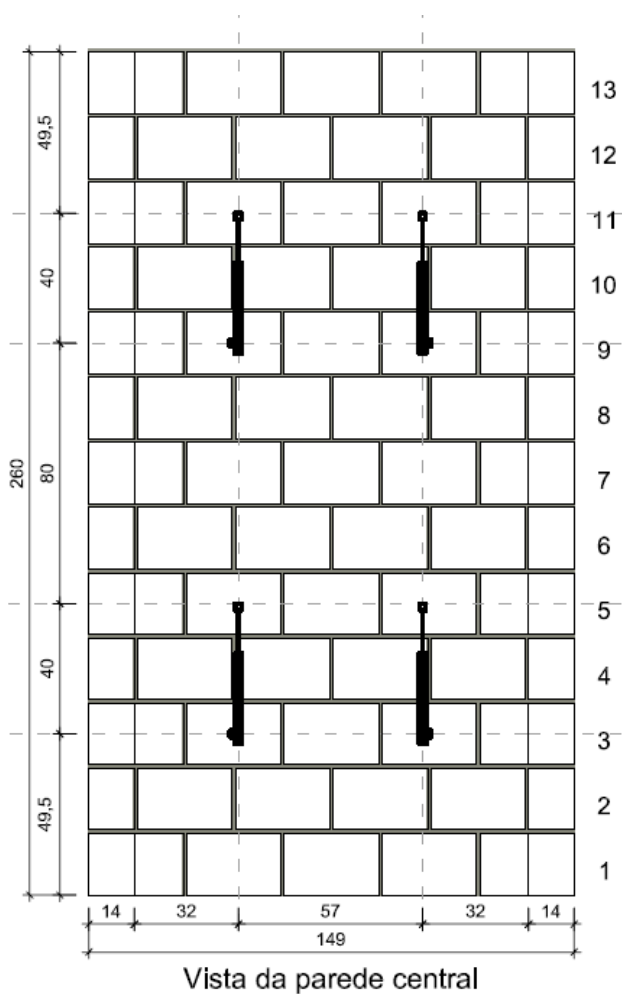


Figura 3-40 –Pontos instrumentados na parede central

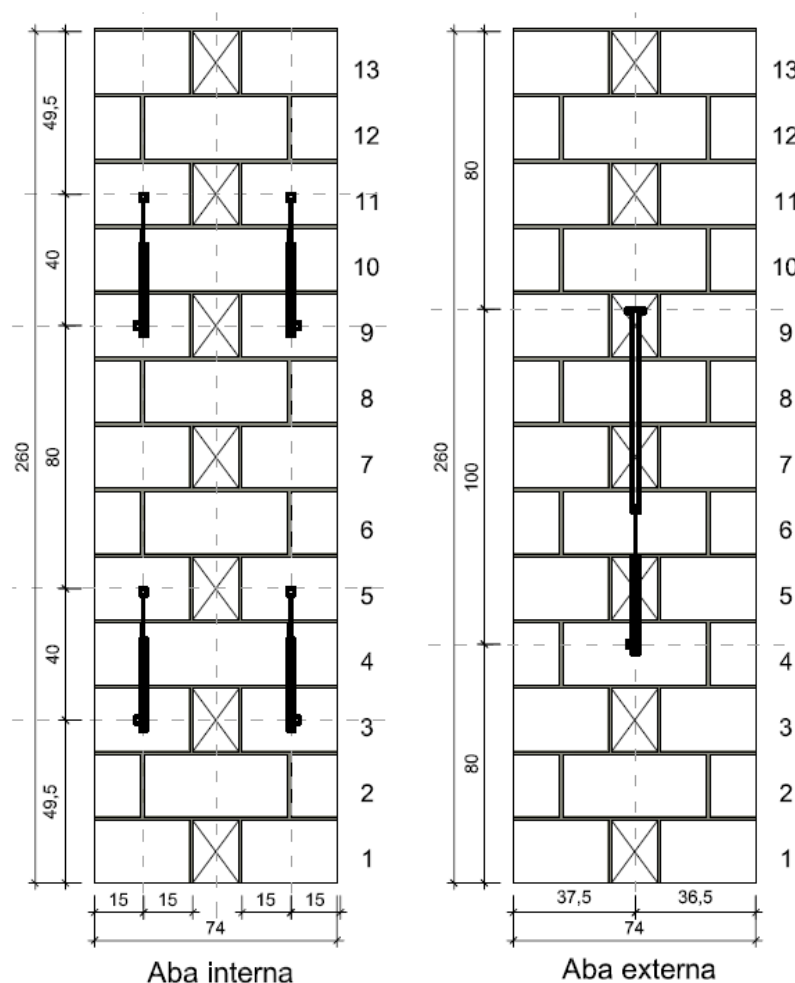


Figura 3-41 –Pontos instrumentados nas abas interna e externa

Todas as cantoneiras às quais os transdutores foram afixados e as cantoneiras que serviam de apoio aos prolongadores de curso foram aparafusadas nos blocos. As deformações foram determinadas abaixo da fiada de topo, para evitar perturbações localizadas na região de aplicação do carregamento. Na parede central e nas abas, foram colocados quatro transdutores de deslocamento em cada, quatro em cada lado na parede central, dois em cada lado nas abas.

A resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) deve ser determinada com base no ensaio de paredes ou ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prismas (f_{pk}) ou 85% da de pequena parede (f_{ppk}). Para a obtenção da carga de ruptura teórica utilizou-se a Equação (3.10), para a compressão simples e a relação entre a resistência à compressão da parede (f_k) e a resistência do prisma (f_p) de 0,7, ambas apresentadas na ABNT NBR 15961-1: 2011. Para a relação f_p / f_b utilizou-se o resultado encontrado neste trabalho de 0,641.

Os coeficientes de ponderação das ações e resistências foram considerados iguais a 1.

$$\gamma_f \times N_k = 1 \times \frac{0,7 \times 0,657 \times f_{bk}}{\gamma_m} \times \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \times t_{ef}} \right)^3 \right] \times A \quad (3.10)$$

onde:

- γ_f é o coeficiente de ponderação das ações;
- γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências;
- N_k é a força normal característica;
- f_{bk} é a resistência características dos blocos;
- $h_{ef} = 260\text{cm}$ e $t_{ef} = 14\text{cm}$ é a altura e espessura efetivas, respectivamente;
- A é a área bruta da seção transversal.

Substituindo os valores e deixando a área da seção transversal em função do comprimento obtém-se a expressão (3.11):

$$N_k = 972 \times L \text{ (kN)} \quad (3.11)$$

Os comprimentos estudados foram (L_1) que corresponde ao comprimento da placa de aplicação de carga, (L_2) que corresponde ao comprimento da parede central e (L_3) que corresponde a soma dos comprimentos de todo o painel, ou seja, interação de todas as paredes. Os resultados encontrados estão na Tabela 3-11 a seguir.

Tabela 3-11 – Carga de trabalho estimada

L	Comprimento (m)	Nk (kN)
L1	0,90	875
L2	1,21	1176
L3	2,71	2634

Adotou-se então como valor de provável carga de ruptura 1500 kN (150 toneladas), valor em que há uma porcentagem de transferência da carga da parede central para as abas. De acordo com a ABNT NBR 8949:1985, que sugere que o valor de cada incremento de carga seja de 10% da carga de ruptura provável, foram adotadas os incrementos de carga de 150 kN, dividindo-se o carregamento em quatro etapas:

- na primeira etapa aplicam-se três incrementos de carga, descarregando-se a seguir até zero;
- na segunda etapa aplicam-se três incrementos de carga, descarregando até 150 kN;
- na terceira etapa, aplicam-se sucessivos incrementos de carga até o aparecimento de micro fissuras;

- na última etapa, após o aparecimento de pequenas fissuras, retiram-se os equipamentos afixados, e o incremento de carga passa a ser de 50 kN, até a ruptura do painel.

A cada incremento, o nível de carregamento permanece sobre a parede por um tempo não inferior a 5 minutos. As cargas e os encurtamentos são registradas no final desse período. Ressalta-se que foi observado, durante a realização dos ensaios, a estabilização das medidas em um tempo inferior ao estipulado pela norma.

Medidas para minimizar a excentricidade da carga foram tomadas utilizando duas rótulas nos ensaios. A primeira, localizada no macaco hidráulico, e a segunda, acima da placa de aço que se apoiava na parede central. Na Figura 3-42 são mostrados detalhes de ambas as rótulas.



Figura 3-42 –Rótulas utilizadas no ensaio dos painéis

Para melhorar o apoio entre o gabarito metálico e a laje de reação e evitar que a carga se concentrasse em pontos localizados utilizou-se uma argamassa de alta resistência inicial. Assim, toda a base da parede ficava nivelada e apoiada (Figura 3-43). Na Figura 3-44 é apresentada uma visão geral dos aparatos utilizados no ensaio e na Figura 3-45 um esquema do ensaio.



Figura 3-43 –Capeamento realizado na base do painel e na sua última fiada



Figura 3-44 – Painel instrumentado e sistema de aquisição de dados

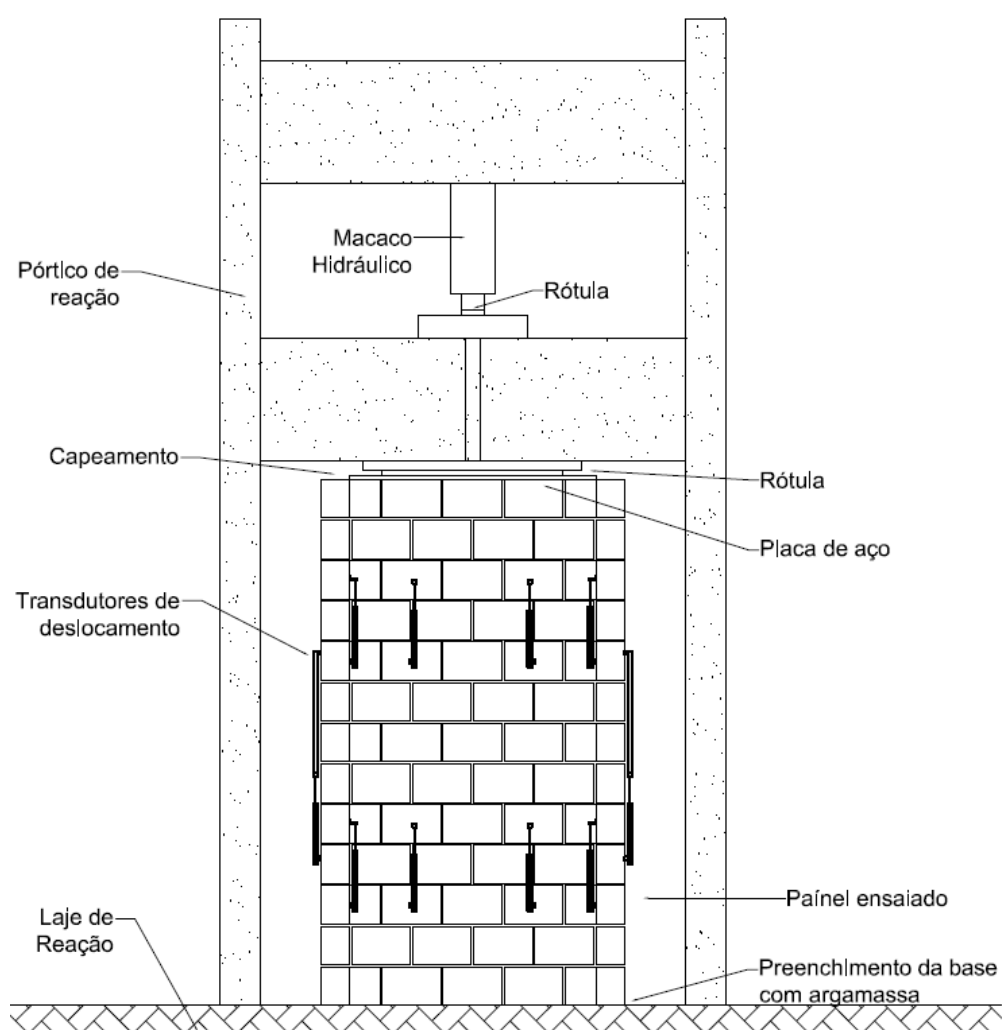


Figura 3-45 –Esquema de ensaio dos painéis de alvenaria

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse capítulo são apresentados e discutidos os resultados do trabalho experimental. Para tal fim, utilizaram-se tabelas e gráficos de forma a ficar mais claro e fácil o entendimento. Os resultados médios são apresentados na sequência em que foram mostrados na metodologia, ou seja, seguindo a ordem cronológica da realização do trabalho. Os valores individuais são mostrados no Apêndice A.

É apresentada uma interpretação dos resultados encontrados e também são realizadas algumas comparações desses resultados com aqueles obtidos por outros pesquisadores.

4.1 Blocos

4.1.1 Características físicas e geométricas

Os resultados obtidos para análise dimensional, área líquida e absorção de água foram comparados com os requisitos específicos para blocos de concreto classe A, com função estrutural, encontrados na ABNT NBR 6136:2014.

Todas as dimensões reais dos blocos corresponderam às dimensões exigidas, respeitando as tolerâncias permitidas. As medidas médias encontradas para largura, comprimento e altura são 138,8 mm, 289,3 mm, 190,1 mm respectivamente. Na Tabela 4-1 é observado que as medidas estão dentro das tolerâncias de $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para altura estabelecidas pela norma.

Tabela 4-1 – Análise dimensional (largura, comprimento e altura do bloco padrão)

	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Altura (mm)
Média (mm)	138,8	289,3	190,1
D. P. (mm)	0,05	0,59	0,25
C. V. (%)	0,04	0,21	0,13

Tolerâncias: $\pm 2,0$ mm para largura, e $\pm 3,0$ mm para altura e comprimento expressa como a média das determinações executadas.

As dimensões dos furos dos blocos tomadas nas faces de maior espessura da parede foram satisfatórias. A norma estabelece que a dimensão do furo, para as classes A e B, deve ser

superior a 70 mm para o bloco da modulação M-15. Os resultados médios obtidos são de 85,8 e 105,9 mm.

A espessura das paredes externas, dos septos, bem como a espessura equivalente e os raios das mísulas foram aceitáveis (Tabela 4-2). A ABNT NBR 6136:2014 especifica que a espessura mínima das paredes longitudinais e transversais seja de 25 mm, enquanto o resultado médio dos ensaios foi superior a 26,1 mm. A espessura equivalente obtida foi de 189,9 mm, superior a 188 mm exigido, e o raio das mísulas obteve média de 41 mm, superior a 40 mm exigido.

Tabela 4-2 – Análise dimensional (septos, furo e raio das mísulas do bloco padrão)

Bloco	Espessura (mm)			Dimensão dos furos (mm)		Raio das mísulas (mm)
	Paredes externas	Septos	Transversal equivalente	Longitudinal	Transversal	
Média (mm)	26,1	26,3	189,9	105,9	85,8	41,0
D. P. (mm)	0,35	0,61	0,46	0,42	0,40	0,31
C. V. (%)	1,35	2,33	0,24	0,39	0,47	0,75

Tolerâncias: a espessura mínima das paredes longitudinais e transversais é 25 mm, com tolerância de 1,0 mm para cada valor individual; a espessura equivalente mínima das partes é 188 mm/m. A menor dimensão do furo não deve ser inferior a 70 mm; os blocos classe A devem ter mísulas de acomodação com raio mínimo de 40 mm, expresso individualmente.

A absorção de água média encontrada foi de 4,82%, portanto menor que 6%, e nenhum valor individual foi superior a 8%. Em relação à área líquida e à área bruta, a norma não estabelece valor. O resultado médio encontrado foi de 230,24 cm², equivalente à 57,4% da área bruta, conforme Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Área líquida e absorção de água do bloco padrão

Ensaio	A (cm ²)	Áliquida (cm ²)	Áliquida / A (%)	Absorção (%)
Média	401,30	230,24	57,39	4,82
D. P.	1,26	2,72	0,69	0,11
C. V. (%)	0,31	1,18	1,21	2,22

4.1.2 Caracterização mecânica

Na Tabela 4-4 são apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão dos blocos de concreto ensaiados. A resistência à compressão média dos blocos padrão foi de 20,3 MPa e sua resistência característica foi de 16,9 MPa. Para o meio bloco a resistência à compressão média foi de 15,4 MPa e a resistência à compressão característica de 13,1 MPa.

Apreciando os resultados citados observa-se que o bloco padrão apresentou resistência média superior ao meio bloco, da ordem de 24,14%, apesar dos blocos representarem um

mesmo lote. De forma geral, a resistência característica do bloco padrão foi maior que a resistência característica expressa pelo fornecedor de 16 MPa.

Tabela 4-4 – Resultados de resistência à compressão bloco padrão e meio bloco

Tipo de bloco	A (cm ²)	f_b (MPa)	f_{bk} (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
Bloco padrão	399,77	20,3	16,9	2,03	10,04
Meio bloco	195,28	15,4	13,1	2,33	15,15

Nos blocos padrão instrumentados com extensômetros elétricos foi possível obter as deformações longitudinais e transversais. O módulo de deformação das unidades foi calculado admitindo, como trecho linear, os valores do gráfico tensão *versus* deformação de 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura, aproximadamente 5,1 MPa. O coeficiente de Poisson foi calculado pela relação entre a deformação longitudinal e transversal do mesmo intervalo. Na Figura 4-1 é mostrado a nomenclatura adotada para classificar as deformações.

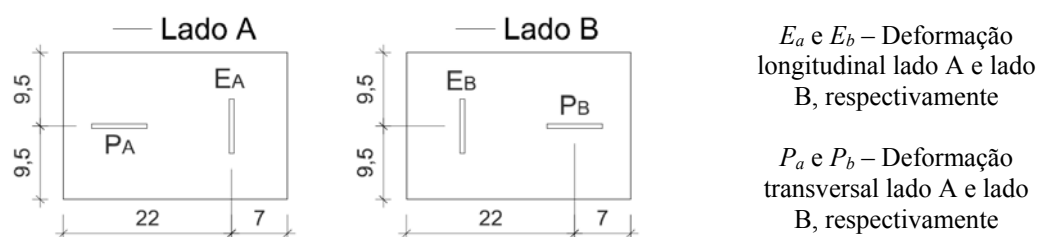


Figura 4-1 –Legenda de nomenclatura para deformações adotada nos blocos padrão

Na Tabela 4-5 são apresentados os valores individuais do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson do bloco padrão. Na Tabela 4-6 é apresentado os valores individuais do módulo de deformação do meio bloco.

Nos Gráficos 4-1 a 4-6 são apresentados os resultados tensão versus deformação obtidos através do sistema de aquisição de dados nos ensaios do bloco padrão; no Gráfico 4-7 são mostrados os módulos de elasticidade de todos os blocos padrão.

Tabela 4-5 – Resultados de módulo de deformação e coeficiente de Poisson dos blocos padrão (BP)

Bloco	E_A (MPa)	E_B (MPa)	E_{med} (MPa)	P_A	P_B	P_{med}	f_b (MPa)
BP 1	22859	17013	19936	0,18	0,23	0,20	19,8
BP 2	16445	18799	17622	0,03	0,08	0,06	23,2
BP 3	18334	17571	17952	0,24	0,25	0,24	19,4
BP 4	24784	21789	23286	0,31	0,28	0,30	21,9
BP 5	22631	20362	21497	0,30	0,22	0,26	18,9
BP 6	20774	23597	20362	0,16	0,31	0,24	21,8
Média			20350			0,22	20,3
D. P.			2254,73			0,08	2,03
C. V. (%)			11,08			38,41	10,04

Tabela 4-6 – Resultados de módulo de deformação em meio blocos (MB)

Meio bloco	E_M (MPa)	f_b (MPa)
MB 1	35560	11,2
MB 2	26320	13,1
MB 3	25920	17,9
MB 4	26460	16,0
MB 5	18970	15,9
MB 6	31780	18,6
Média (MPa)	27502	15,4
D. P. (MPa)	5674,74	2,33
C. V. (%)	20,63	15,15

No Gráfico 4-1 é mostrada a curva tensão *versus* deformação média de todos os blocos padrão instrumentados. Nos Gráficos 4-2 a 4-7 são apresentados os resultados tensão *versus* deformação obtidos através do sistema de aquisição de dados nos ensaios do bloco padrão.

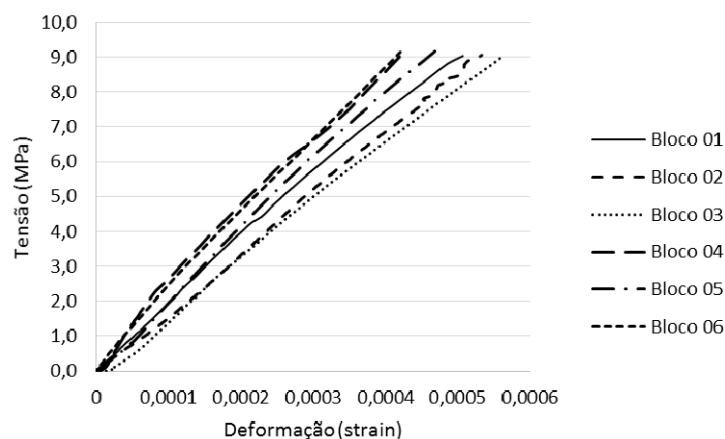


Gráfico 4-1 – Módulo de elasticidade médio de cada bloco

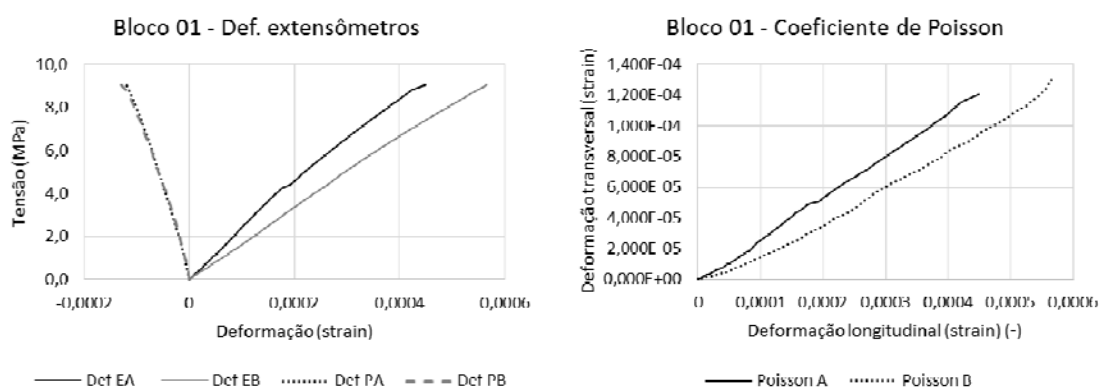


Gráfico 4-2 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson – Bloco 01

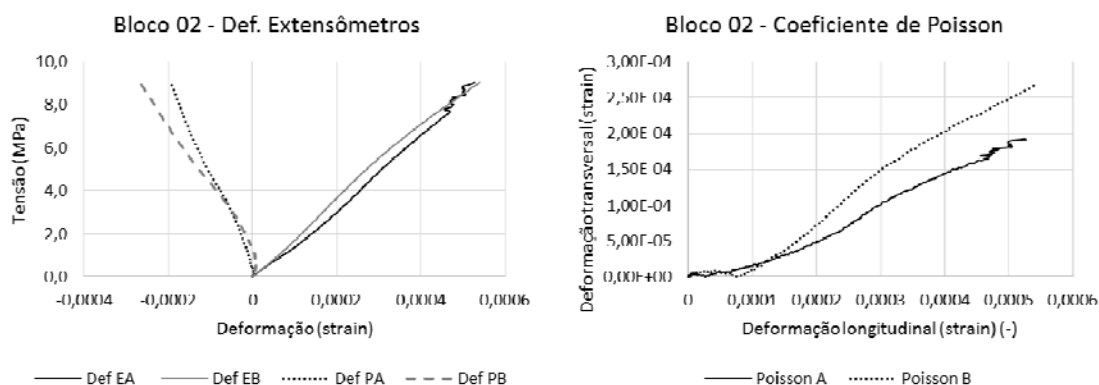


Gráfico 4-3 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson– Bloco 02

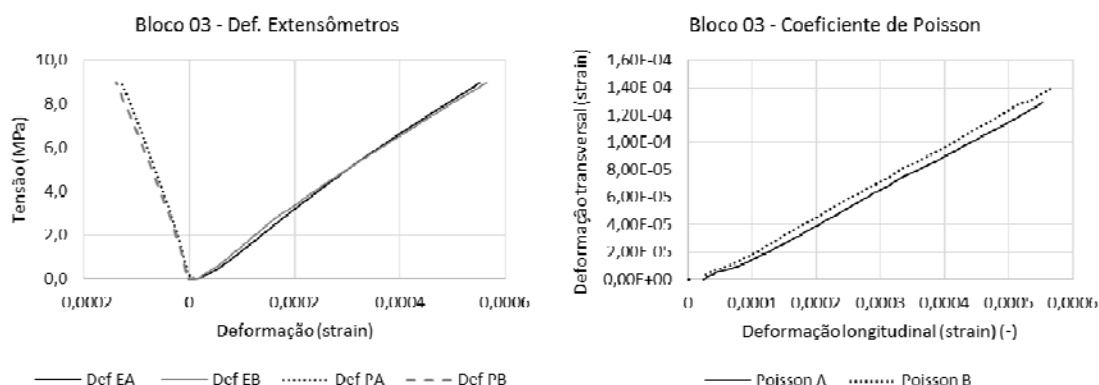


Gráfico 4-4 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson– Bloco 03

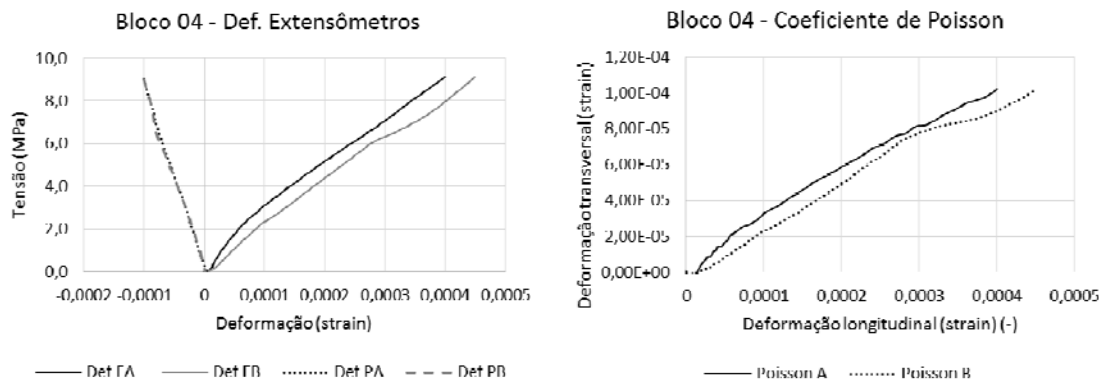


Gráfico 4-5 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson– Bloco 04

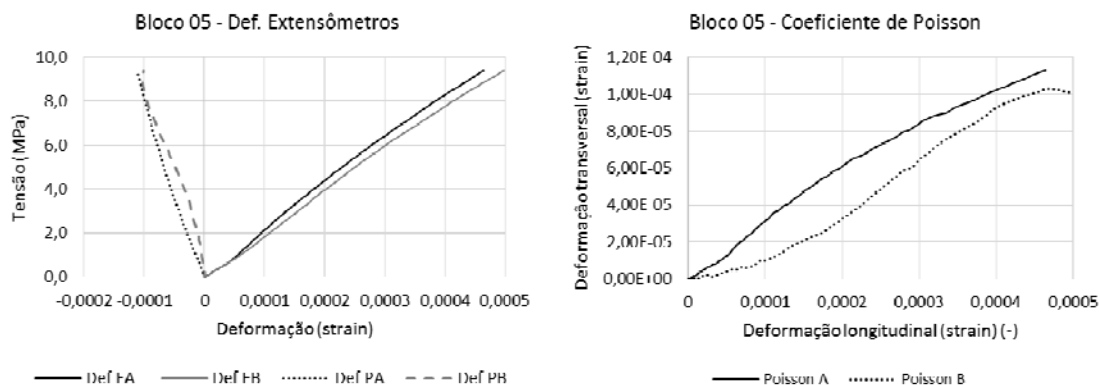


Gráfico 4-6 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson– Bloco 05

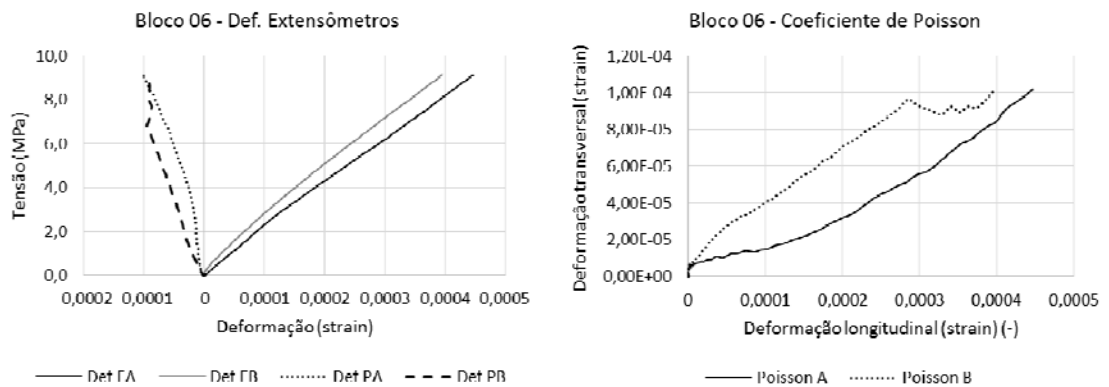


Gráfico 4-7 – Leitura dos extensômetros e coeficiente de Poisson– Bloco 06

O resultados dos meio blocos encontram-se no Apêndice A. Os meio blocos não foram instrumentados para medir a deformação transversal.

Observa-se que a geometria dos blocos influencia significativamente os resultados de seus módulos de deformação. Os resultados indicam que os blocos padrão apresentam deformações 41% superiores às obtidas para os meios blocos.

Entretanto, deve se atentar ao fato de que os instrumentos utilizados para realizar a medição não são indicados para realizar esse tipo de ensaio. Isto pode ser visto através do coeficiente de variação que foi superior a 20%.

Os *clip-gauges* são instrumentos de medida de deformações, de fácil manuseio e utilização, e são comumente empregados em corpos de prova cilíndricos. A ideia inicial foi utilizá-los em blocos padrão e comparar os resultados com os obtidos usando extensômetros. Contudo, no momento do ensaio, verificou-se que não seria possível sua utilização devido à incompatibilidade do acessório (fita elástica) de travamento, impossibilitando sua utilização em bloco padrão, mas possibilitando seu uso em meio bloco.

Nos ensaios em bloco padrão foi constatado que a carga em dois corpos de prova, bloco 01 e bloco 04, atuou com alguma excentricidade. Essa excentricidade pode ter sido causada tanto na direção longitudinal como na direção transversal, ou em ambas, devido à disposição dos extensômetros.

Pelo CEB – FIB Model Code (1990), que determina que o módulo de deformação do bloco de concreto, o valor encontrado é de 31800 MPa. Já pela ACI – Building Code 318, que adota concretos de massa específica entre 1442 a 2483 kg/m³, o valor é de 19981

MPa. O coeficiente de Poisson, é usado como valor de referência 0,20, que é o coeficiente de Poisson do concreto.

O valor médio do módulo de deformação encontrado nos ensaios foi de 20350 MPa, para o bloco padrão. Esse valor se assemelha ao valor calculado pela fórmula proposta pelo ACI – Building Code 318, uma diferença de resultados de 0,7%. Para o meio bloco, o valor de 27501 MPa encontrado no ensaio se assemelha ao valor proposto pelo CEB – FIB Mode Code (1990), apresentando uma diferença de cerca de 13,5%.

O modo de ruptura apresentado pelos blocos se mostrou semelhante nas duas geometrias, caracterizando-se pela ruptura frágil, de modo explosivo, com ocorrência de fissuração visível apenas em instantes próximos à ruptura.

Em alguns casos, as fissuras surgiram nas paredes longitudinais do bloco, geralmente dispostas na direção vertical (Figura 4-2-a), em outros, a fissura ocorria de forma tronco cônica, ambas indicando a separação dos septos longitudinais. Na Figura 4-3 é mostrado o meio bloco após ter sido ensaiado, caracterizando também uma ruptura tronco cônica, típica da compressão de um corpo de prova confinado nas extremidades, que é caracterizada pelo esfacelamento da superfície do bloco gerado pelas tensões biaxiais, devido atrito entre a placa e o bloco, seguido do esmagamento das paredes laterais do bloco de concreto.



Figura 4-2 –Modos de ruptura do bloco padrão, (a) fissura vertical e (b) tronco cônica



Figura 4-3 Modo de ruptura do meio bloco, região de esfacelamento

4.2 Argamassa de assentamento

São mostrados nesse item a caracterização do agregado miúdo, o resumo dos resultados de resistência à tração e à compressão, a microscopia e a caracterização mecânica do segundo traço.

4.2.1 Caracterização do agregado miúdo

Na Tabela 4-7 são mostrados os resultados de caracterização do agregado miúdo. Na Figura 4-4 é mostrada a curva granulométrica do agregado. Observa-se que a areia pode ser classificada como uma areia média e se encontra entre os limites, superior e inferior, da zona utilizável.

Tabela 4-7 – Características físicas do agregado miúdo

Composição granulométrica	
PENEIRA – Abertura (mm)	% retida acumulada
4,8	0
2,4	4
1,2	47
0,6	74
0,3	92
0,15	95
< 0,15	100
Diâmetro máximo	2,4 mm
Módulo de finura	3,11
Massa específica real (ABNT NBR NM52:2009)	2,577 kg/dm ³
Massa específica unitária solta (ABNT NBR NM 45:2006)	1,439 kg/dm ³
Massa específica unitária compacta (ABNT NBR NM 45:2006)	1,581 kg/dm ³
Teor de argila (ABNT NBR 7218:2010)	Isento
Teor de material pulverulento (ABNT NBR NM 46:2001)	2,68%
Impureza orgânica (ABNT NBR NM 49:2001)	< 300 p.p.m.
Absorção de água (ABNT NBR NM 30:2009)	2,17%
Forma dos grãos	arredondado

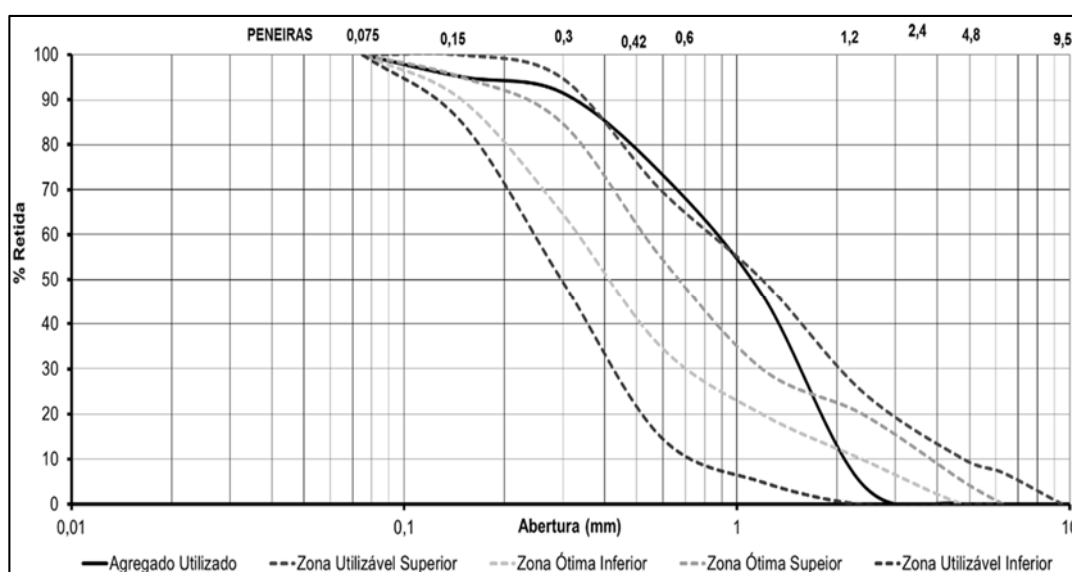


Figura 4-4 – Curva granulométrica do agregado miúdo

4.2.2 Resistência à compressão das argamassas

Os traços de argamassa avaliados (Traço 1, 2 e 3) foram moldados duas vezes. A primeira para o estudo de dosagem, e a segunda, para confecção dos prismas.

4.2.2.1 Dosagem

Na Tabela 4-8 é apresentado um resumo dos resultados encontrados nos ensaios dos três traços de argamassa e os valores adotados para elaboração dos gráficos para determinação dos traços para qualquer faixa de resistência.

Tabela 4-8 – Resultados de resistência à tração e à compressão da argamassa (Dosagem)

Traço	Idade (dias)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	Relação f_t/f_c (%)
D ₁	14	1,70	0,05	2,84	5,10	0,17	3,29	33,33
D ₂		3,20	0,18	5,55	13,80	1,09	7,91	23,18
D ₃		4,00	0,08	2,11	15,90	0,60	3,78	25,15

D₁: Corresponde ao traço utilizado para dosagem da argamassa com res. à compressão de $0,4 f_{bk}$;

D₂: Corresponde ao traço utilizado para dosagem da argamassa com res. à compressão de $0,7 f_{bk}$;

D₃: Corresponde ao traço utilizado para dosagem da argamassa com res. à compressão de $1,0 f_{bk}$.

4.2.2.2 Argamassa de assentamento dos prismas

Na Tabela 4-9 é mostrado o resumo dos resultados encontrados nos corpos de provas prismáticos de argamassa utilizada para preparar as cinco séries de prismas.

Tabela 4-9 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Prismas)

Traço	Idade (dias)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	Relação f_t/f_c (%)
1 (Série 1)	14	1,9	0,10	5,38	6,7	0,08	1,25	28,35
2 (Série 2)		2,9	0,11	3,82	11,7	0,17	1,46	24,79
3 (Série 3)		4,1	0,14	3,46	16,7	0,17	0,99	23,95
2 (Série 4)		2,8	0,23	8,44	11,6	0,20	1,72	24,13
2 (Série 5)	57	3,0	0,18	5,99	12,1	0,19	1,55	24,76

Traço 1: Corresponde ao traço com resistência à compressão de $0,4 f_{bk}$;

Traço 2: Corresponde ao traço com resistência à compressão de $0,7 f_{bk}$;

Traço 3: Corresponde ao traço com resistência à compressão de $1,0 f_{bk}$.

4.2.2.3 Argamassa de assentamento dos painéis

Na Tabela 4-10 e na Tabela 4-11 são exibidos os resumos dos resultados encontrados nos corpos de provas prismáticos de argamassas utilizadas para preparar os painéis de alvenaria.

Os resultados de resistência à tração na flexão correspondem à média de três corpos de prova prismáticos, e os de resistência à compressão, à média de seis corpos de prova ensaiados, lembrando que cada corpo de prova prismático é representativo de um terço do painel.

Tabela 4-10 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Painel c/ apoio central)

Traço	Idade (dias)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	Relação f_t/f_c (%)
2 (Painel 1)	54	2,7	0,07	2,59	12,1	0,10	0,83	22,31
2 (Painel 2)	61	2,7	0,13	4,71	12,0	0,09	0,71	22,47
2 (Painel 3)	63	2,7	0,07	2,59	12,0	0,08	0,64	22,50

Tabela 4-11 – Resistência à tração e à compressão da argamassa (Painel s/ apoio central)

Traço	Idade (dias)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	Relação f_t/f_c (%)
2 (Painel 1)	51	2,7	0,08	2,84	12,0	0,11	0,94	22,35
2 (Painel 2)	56	2,7	0,12	4,40	12,0	0,08	0,67	24,88
2 (Painel 3)	59	2,8	0,05	1,70	12,0	0,08	0,64	23,31

No Anexo C encontram-se os resultados individuais de todos os corpos de prova ensaiados separados por partes.

4.2.3 Microscopia

O resultado da microscopia é mostrado na Figura 4-5. Observa-se pelas imagens que a porosidade da argamassa é maior no traço mais fraco, e há uma diminuição dessa propriedade com o aumento da resistência.

**Figura 4-5 – Microscopia da argamassa – Traços 1, 2 e 3 respectivamente. Ampliação de 5 vezes.**

4.2.3 Módulo de deformação dinâmico e estático

A argamassa utilizada para assentamento dos blocos nos painéis de alvenaria foi caracterizada quanto ao módulo de elasticidade estático e dinâmico. Na Tabela 4-12 são mostrados os resultados da argamassa utilizando o segundo traço.

Tabela 4-12 – Módulo de deformação estático e dinâmico da argamassa – Traço 2

Ensaio	Valor médio (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)	Relação E_{est}/E_{din}
Mód. de deformação dinâmico	7938	298,1	3,76	1,17
Mód de deformação estático	9293	412,0	4,43	
Resistência à compressão	11,31	0,33	2,93	

Os dois métodos utilizados para analisar o módulo de elasticidade da argamassa são normatizados. Os resultados apresentaram divergência de valores entre si, de cerca de 17%, mas não apresentaram diferenças nos ensaios individuais, visto que o coeficiente de variação foi inferior a 5%. Os métodos dinâmicos, que não são destrutivos, apresentaram

resultados mais precisos do que aqueles alcançados pelos métodos estáticos, além de permitirem a investigação repetitiva do material e rapidez na aquisição.

4.3 Prismas de dois blocos

Os ensaios em prismas teve como objetivo analisar as características de resistência de elementos de alvenaria estrutural, com ênfase nas cargas e modos de ruptura, além de analisar a deformabilidade axial de prismas de dois blocos.

4.3.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão dos prismas com dois blocos mostrou um crescimento proporcional ao aumento da resistência da argamassa utilizada. Na Tabela 4-13 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios de compressão dos prismas de dois blocos de concreto. Os ensaios ocorreram após 14 dias de cura. Os resultados individuais de cada prisma de cada série encontram-se no Apêndice B.

Tabela 4-13 – Resultado em prismas

Série	f_p (MPa)	f_{pk} (MPa)	f_a (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	Eficiência f_p / f_b (%)	Eficiência f_{pk} / f_{bk} (%)
Série 1	10,2	8,6	6,7	2,42	23,73	42,41	50,94
Série 2	13,1	11,1	11,7	2,72	20,83	54,75	65,77
Série 3	15,8	13,5	16,7	0,51	3,19	66,30	79,64
Série 4	10,6	9,0	11,6	0,46	0,04	44,56	53,49
Série 5	13,7	11,7	12,1	2,47	17,97	57,50	69,06

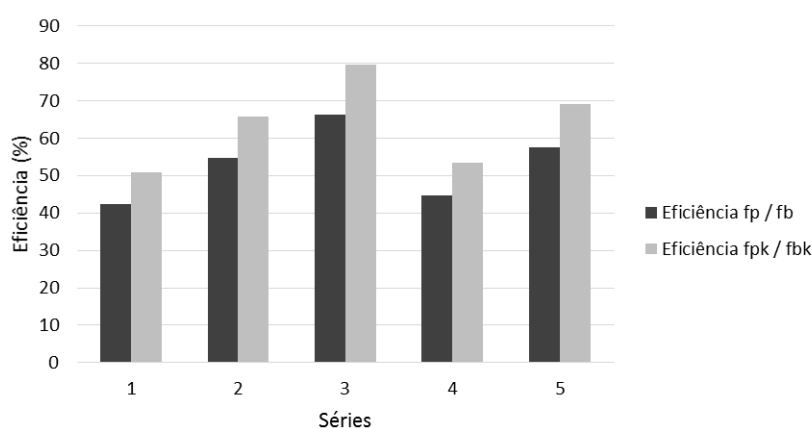


Gráfico 4-8 – Eficiência dos prismas

Na primeira série, a argamassa utilizada apresentou resistência à compressão média de 6,7 MPa. Na segunda série, a resistência à compressão média da argamassa foi de 11,7 MPa, e na terceira série, 16,7 MPa. Observa-se, no Gráfico 4-8, que o crescimento da resistência e da eficiência prisma/bloco linear nas três primeiras séries. Comparando a

resistência à compressão média dos prismas da série 1 com os da série 2, houve um ganho de resistência de 22,5%. Já da série 2 para a série 3, o ganho foi de 14,6%.

Observa-se também que a eficiência prisma/bloco melhora com o aumento da resistência da argamassa alcançando o valor de 79,6% para a argamassa com o terceiro traço, com relação aos valores característicos. Na literatura é possível encontrar valores de eficiência entre o prisma e o bloco para o material concreto variando entre 0,5 e 0,9. Desta forma, os resultados apresentados são consistentes com os valores já estabelecidos.

Salienta-se que, antes do surgimento das fissuras visíveis, perceberam-se alguns estalos, os quais podem ser associados à ocorrência de fissuração na argamassa. Essa fissuração era seguida de pequena queda da força aplicada ao prisma, ocorrendo em seguida ganho na sua capacidade resistente devido à redistribuição de esforços.

Para as três primeiras séries foram plotados os resultados de resistência média da argamassa (eixo x) e resistência característica / resistência média das três séries de primas (eixo y). Na Tabela 4-14, são mostrados os valores numéricos e no Gráfico 4-9, os resultados são plotados bem como a curva de correlação e o coeficiente de determinação.

Tabela 4-14 – Resultados das três séries de prismas

Séries	Resistência característica (MPa)	Resistência média (MPa)	Resistência da argamassa (MPa)
1	8,6	10,2	6,7
2	11,1	13,1	11,7
3	13,5	15,8	16,7

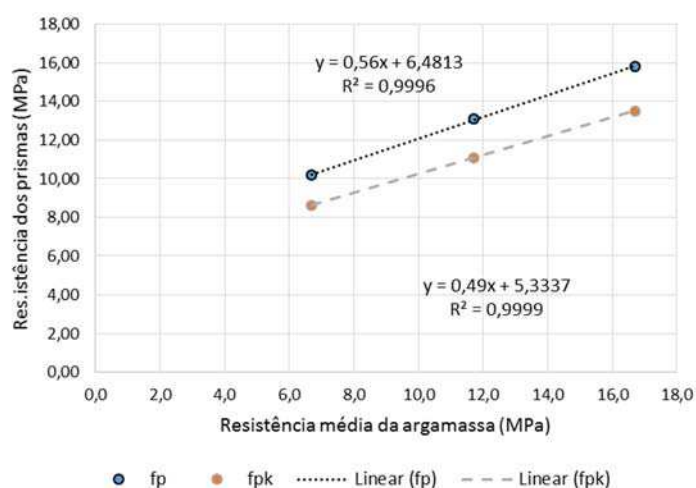


Gráfico 4-9 – Correlação entre resistência dos prismas e resistência das argamassas

Os resultados mostram uma boa correlação entre os valores obtidos e mostram que o ganho de resistência dos prismas linear nesse intervalo de resistência de argamassa. O coeficiente de determinação encontrado foi elevado em ambos os casos.

4.3.1 Modo de ruptura

Os modos de ruptura foram diferentes para cada tipo de argamassa. Na Figura 4-6 é mostrada a ruptura na primeira série (Arg40). Com o traço mais fraco, a ruptura ocorreu em geral na argamassa, sofrendo um esmagamento, e os blocos se descolaram no decorrer do ensaio.



Figura 4-6 Modo de ruptura do prisma – Série 1 (argamassa – traço 1)

Na segunda série de prismas (Arg70), a ruína ocorreu por fissuração vertical, iniciada e intensificada nos septos transversais e nas paredes longitudinais. As primeiras fissuras surgiram entre 70 e 80% da carga máxima. Na Figura 4-7 são mostrados os prismas fissurados.



Figura 4-7 Modo de ruptura do prisma – Série 2 (argamassa – traço 2)

Na terceira série de prismas (Arg100) a ruína dos prismas ocorreu de forma brusca. As fissuras surgiram predominantemente nos blocos, tendendo a separar a parede longitudinal do septo transversal. Em geral, a argamassa conservava os blocos unidos após o ensaio.



Figura 4-8 Modo de ruptura do prisma – Série 3 (argamassa – traço 3)

Pode-se salientar então que existiu dois modos de ruptura do conjunto, o primeiro é caracterizado pelo esmagamento da junta de assentamento, quando a resistência à compressão confinada da argamassa é atingida, e o segundo é caracterizado pela ruptura à tração do bloco, quando sua tensão de tração atinge o limite de resistência à tração.

Na série 4 (Arg70), que possibilitou a análise da influência do tipo de argamassamento do bloco, nota-se uma perda de resistência caracterizada pela menor área de aplicação de força na argamassa. Com a aplicação da argamassa apenas nas paredes longitudinais, a eficiência apresentou valor 18,63% menor do que a obtida com a série 2, ambas de mesmo traço (traço 2). Esse fato vai ao encontro das recomendações da ABNT NBR 15961:2011, que prescreve que a resistência da alvenaria deve ser corrigida pelo fator de 0,80 quando se utiliza argamassamento parcial.

Na Figura 4-9 é exibido um modo de ruptura do prisma, em que se percebe que a ruptura, em geral, ocorreu na vertical no septo transversal dos blocos e na argamassa devido a ruptura na aderência de interface bloco/argamassa.



Figura 4-9 Modo de ruptura do prisma – Série 4 (argamassa parcial – traço 2)

4.2.2 Caracterização mecânica dos prismas

A caracterização mecânica dos prismas envolveu a avaliação de seu módulo de deformação e do coeficiente de Poisson dos seus blocos. A Figura 4-10 mostra a nomenclatura para deformações adotada nos prismas.

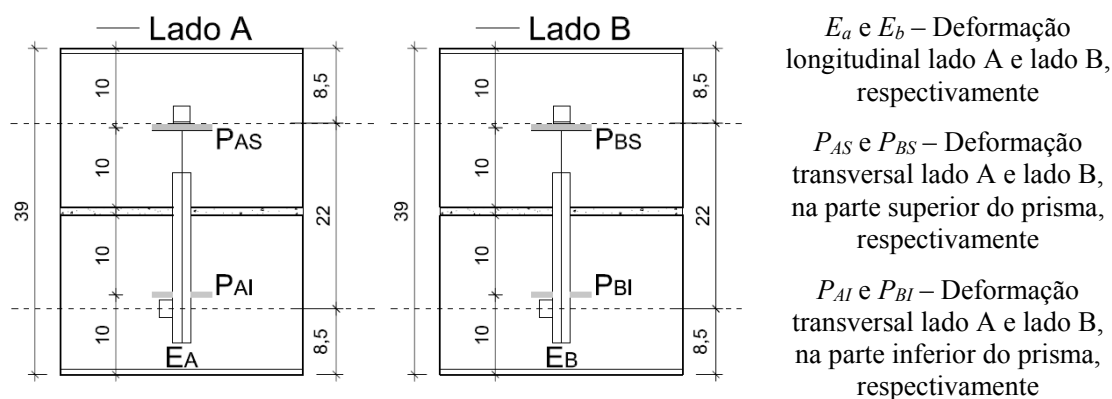


Figura 4-10 –Legenda de nomenclatura para deformações adota nos primas

Na Tabela 4-15 são apresentados os resultados individuais do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson encontrados. Nos Gráficos 4-10 a 4-15 são apresentadas as leituras de deformações dos quatro extensômetros e dos dois transdutores de deslocamento. Devido à diferença de grandeza entre as deformações e deslocamentos, as leituras dos extensômetros são apresentadas separadas das leituras dos DT's.

Tabela 4-15 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em primas (Série 5)

Primas	E_{pA} (MPa)	E_{pB} (MPa)	E_{pmed} (MPa)	P_{AI}	P_{AS}	P_{BI}	P_{BS}	P_{med}	f_p (MPa)
1	9657	8896	9276	0,17	0,15	0,15	0,14	0,15	13,2
2	9952	10491	10222	0,19	0,16	0,18	0,18	0,18	9,1
3	9466	10246	9856	0,20	0,17	0,19	0,21	0,19	14,6
4	9988	10292	10140	0,17	0,17	0,15	0,16	0,16	16,2
5	10126	9832	9979	0,18	0,18	0,16	0,18	0,18	14,5
6	10571	10582	10576	0,15	0,16	0,18	0,18	0,17	14,8
Média			10008		-			0,17	13,73
D. P.			434,83		-			0,02	2,47
C. V. (%)			4,34		-			8,96	17,97

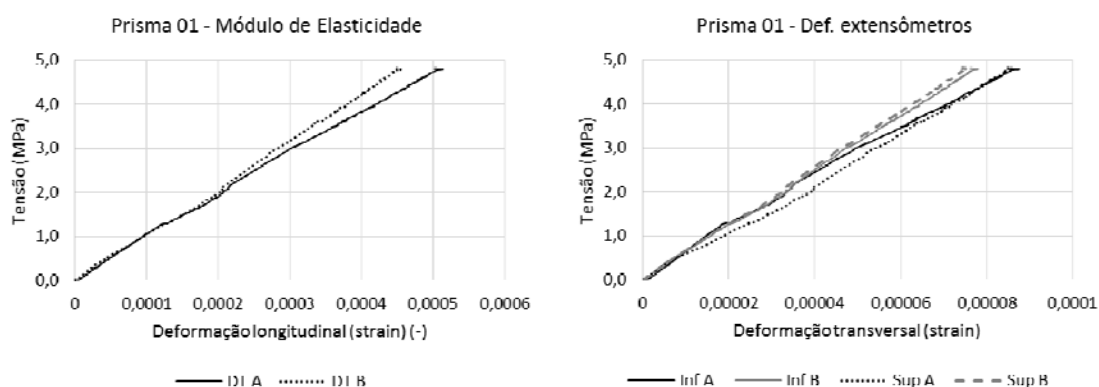


Gráfico 4-10 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 1

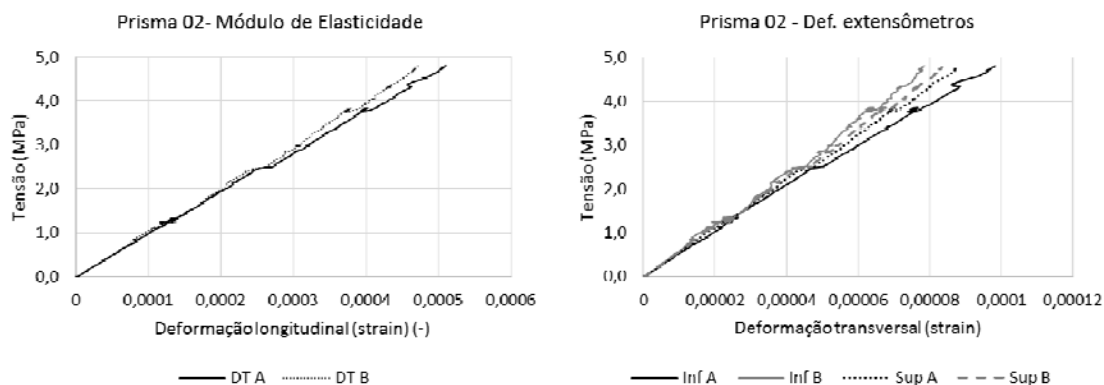


Gráfico 4-11 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 2

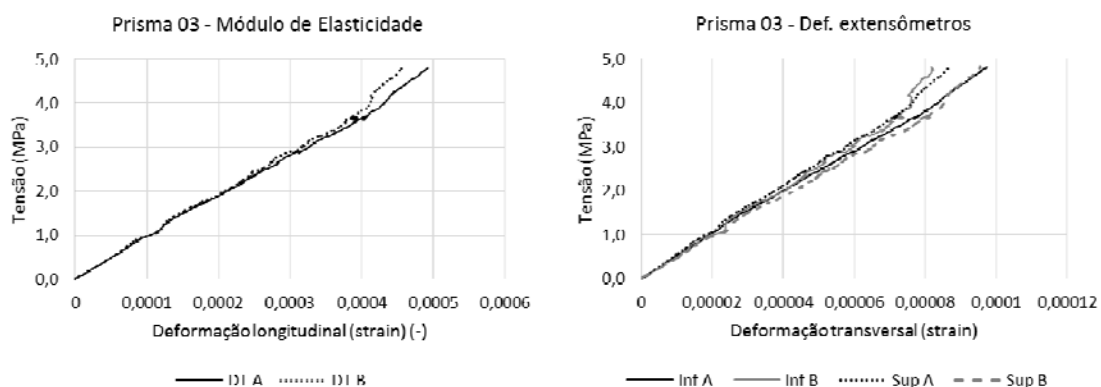


Gráfico 4-12 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 3

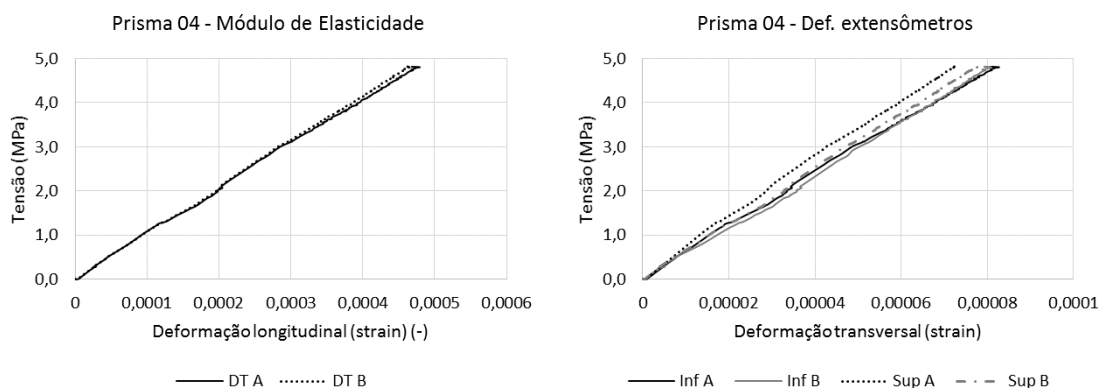


Gráfico 4-13 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 4

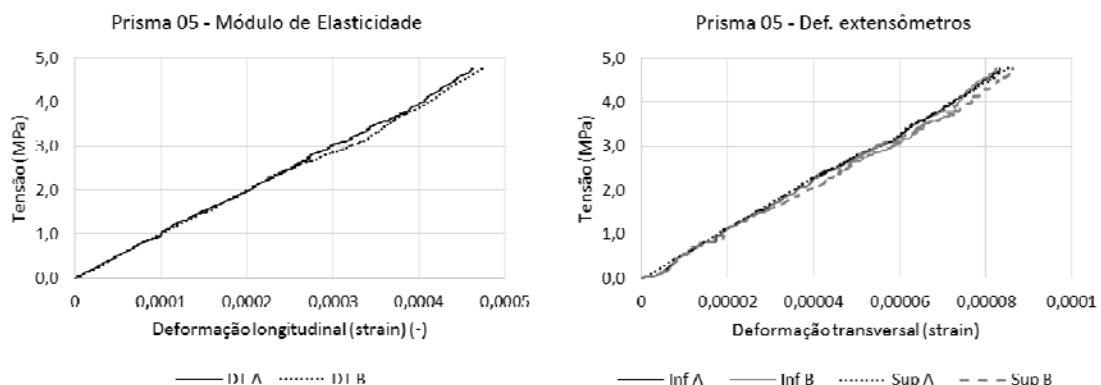


Gráfico 4-14 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 5

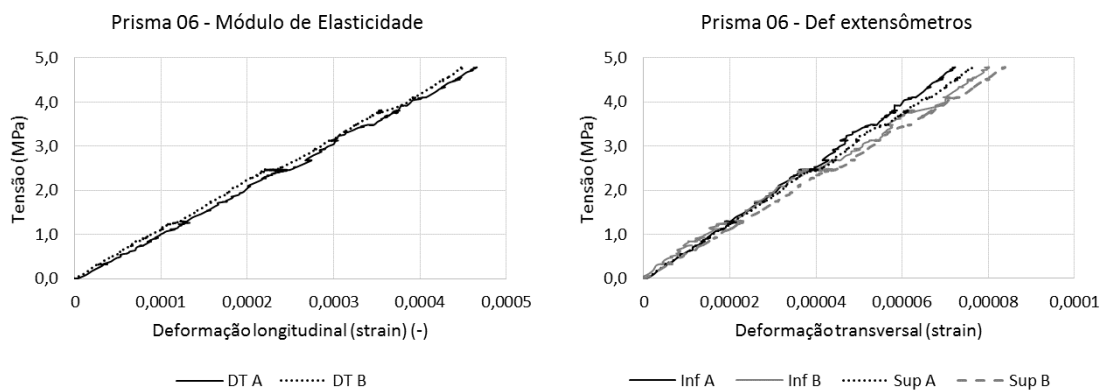


Gráfico 4-15 – Relação tensão deformação (longitudinal e transversal) – Prisma 6

O valor médio encontrado para o módulo de elasticidade dos prismas foi de 10008 MPa, enquanto o dos blocos foi de 20350 MPa, ou seja, houve uma redução de 49,50%. O coeficiente de Poisson dos blocos apresentou valor médio de 0,17, valor inferior em 22% àqueles encontrados para os blocos. Isso se deve ao fato de que os valores de deformações longitudinais obtidos são do conjunto bloco/argamassa, sendo superiores àqueles que seriam obtidos apenas pela deformação nos blocos.

Observando os valores médios encontrados para os módulo de deformação dos blocos e da argamassa, 20350 MPa e 9293 MPa, respectivamente, resulta em uma relação $E_{arg}/E_b = 0,46$. Segundo Chemma e Klingner (1986), para uma relação $E_{arg}/E_b \geq 0,66$, a ruptura ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa, enquanto para $E_{arg}/E_b \leq 0,66$ a ruptura acontece por tração no bloco. De fato, durante os ensaios foram observadas fissuras verticais nas paredes transversais e longitudinais dos blocos do prismas, como mostrado na Figura 4-7.

4.4 Painéis em formato H em escala real

A última etapa do programa experimental foi ensaiar painéis de alvenaria em formato H. A primeira série foi constituída de três painéis em formato H com todas as paredes apoiadas na base. A segunda série foi também constituída de três painéis, porém sem apoio para a parede central. Os resultados serão apresentados em quatro itens referentes a: resistência à compressão, deformação, modo de ruptura e por fim uma análise comparativa entre as duas séries.

4.4.1 Resistência à compressão

4.4.1.1 Painéis com apoio central

As forças correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis em cada ensaio e à ruptura são apresentadas na Tabela 4-16.

Tabela 4-16 – Carga de primeira fissura e carga máxima (parede com apoio central)

Tipo	Ensaio	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)
Painel com apoio central	1	642,48	879,46
	2	728,25	1294,60
	3	703,00	952,73
	Média (kgf)	69724	104226
	D. P. (kgf)	4407,7	22157,9
	C. V. (%)	6,38	21,26

Os valores das forças de ruptura e das tensões calculadas considerando a parede central como isolada e como grupo isolado (valores teóricos) estão apresentados na Tabela 4-17.

Tabela 4-17 – Tensões de ruptura (com apoio central)

Tipo	Ensaio	Carga de ruptura (kN)	Tensão parede isolada (MPa) ¹	Tensão grupo isolado (MPa) ²
Parede com apoio central	1	879	5,19	2,32
	2	1294	7,64	3,41
	3	952	5,62	2,51
	Média (MPa)		6,15	2,75
	D. P. (MPa)		1,31	0,58
	C. V. (%)			21,26

1 – Referente à tensão apenas na alma (parede central);

2 – Referente às três paredes, alma e abas (parede central e paredes laterais).

4.4.1.2 Painéis sem apoio central

Na Tabela 4-18 são apresentadas as forças correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis em cada ensaio e à ruptura para os painéis sem apoio central. As tensões considerando a parede central como isolada e como grupo isolado (valores teóricos) estão apresentados na Tabela 4-19.

Tabela 4-18 – Carga de primeira fissura e carga máxima (parede sem apoio central)

Tipo	Ensaio	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)
Painel sem apoio central	4	545,82	704,61
	5	478,16	593,77
	6	621,10	673,24
	Média (kgf)	58169	65720
	D. P. (kgf)	9051,1	5713,3
	C. V. (%)	15,56	8,69

Tabela 4-19 – Tensões de ruptura (sem apoio central)

Tipo	Ensaio	Carga de ruptura (kN)	Tensão parede isolada (MPa) ¹
Parede sem apoio ce.ntral	4	704	3,40
	5	593	2,86
	6	673	3,25
	Média (MPa)		3,17
	D. P. (MPa)		0,27
	C.V. (%)		8,72

1 – Referente à tensão nas duas abas (paredes laterais).

4.4.2 Deformações

As deformações calculadas nos painéis foram obtidas a partir da utilização de 18 transdutores de deslocamento, colocados em diferentes pontos (alma e abas) dos painéis, que mediam os deslocamentos e eram transformados posteriormente em deformações.

O problema inicial para determinar o módulo de deformação da alvenaria consiste na escolha do cálculo da tensão a ser considerada. Inicialmente pode-se adotar a parede central isolada das abas ou todo o grupo isolado de paredes. Capuzzo Neto (2000) cita que ao se utilizar essas opções gera uma distorção ao analisar-se o trecho superior do painel, visto que a tensão atuante nesta região não é a uniformizada e também não é a tensão da parede isolada.

Mohamed (2007) cita que o módulo de deformação dos elementos de alvenaria pode ser obtido através do gráfico tensão-deformação para uma carga correspondente de 40% a 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através da carga correspondente a 30% para o módulo tangente inicial. Entretanto, quando se utiliza 70% da carga de ruptura em alguns casos, observa-se que a carga obtida é superior ou próxima à carga de primeira fissuração dos painéis ensaiados.

Assim, nesse trabalho, para o cálculo do módulo de deformação do painel, utilizaram-se apenas as deformações medidas no trecho inferior dos painéis. Na região superior, onde ocorre a transferência do carregamento da parede central para as abas, a determinação da tensão atuante na alma/aba é complexa e incerta. O trecho de carga utilizado para o cálculo das tensões foi entre 30% e 40% da carga de ruptura, por se observar nesse intervalo trechos lineares, além de apresentar valores de cargas inferiores à carga de primeira fissura.

Para a determinação da carga e tensão nos painéis com apoio central, calculou-se a razão entre as deformações dos transdutores de deslocamento entre a alma e a aba, posicionados na mesma cota, obtendo assim a taxa de transferência estimada de carga para a alma e as abas.

Para os painéis sem apoio central, o módulo de deformação foi calculado utilizando as deformações da parte inferior da aba e a tensão foi obtida considerando metade da carga para cada aba, sendo 100% de transferência da carga da alma para as abas, dada à condição de não apoio da parede central.

Observa que no trecho inferior as leituras dos transdutores de deslocamento do painel, alma e abas, eram mais próximas, apontando uma interação. As deformações das abas no trecho inferior foram superiores às medidas na parte superior, enquanto na alma houve uma diminuição das deformações no trecho inferior quando comparada com aquelas observadas no trecho superior.

Na Figura 4-11 é ilustrado como foram elaborados os gráficos de deformação média *versus* carga que se encontram nos próximos sub itens.

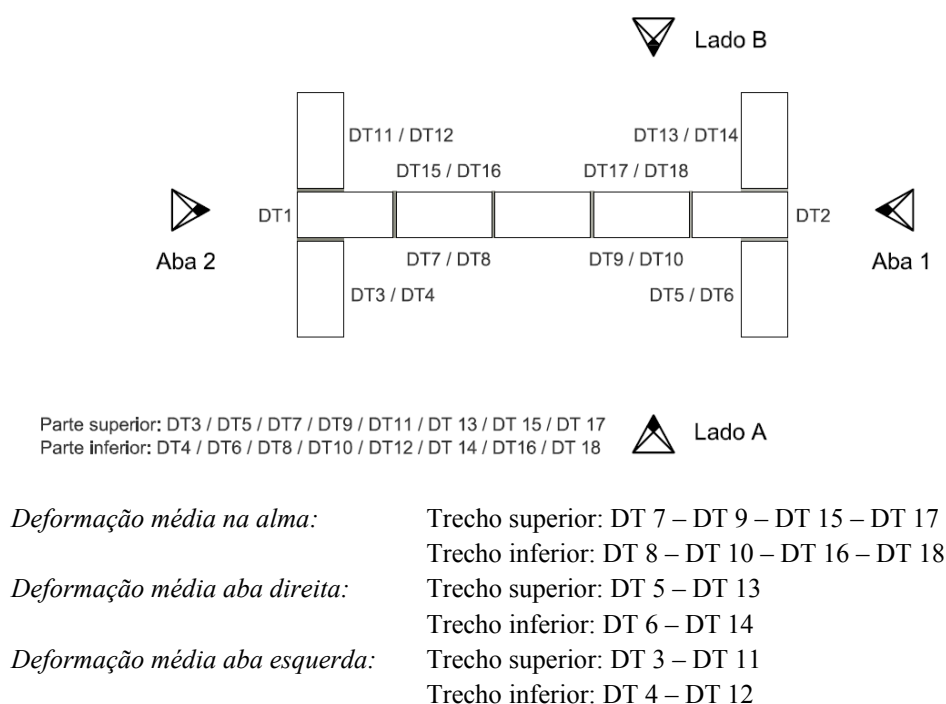


Figura 4-11 –Posição dos DT's no painel

4.4.2.1 Painéis com apoio central

Na Tabela 4-20 são apresentados os módulos de deformação calculados para a alma dos painéis com apoio central, de ambos os lados. Para a determinação da deformação média no trecho inferior da alma do lado esquerdo utilizou-se as leituras dos DT's 8 e 16, e do lado direito as leituras dos DT's 10 e 18. Nos Gráficos 4-16, 4-18 e 4-20 são apresentados os resultados de deformações médias obtidas na alma e aba, no trecho superior e inferior. Nos Gráficos 4-17, 4-19 e 4-21 os resultados dos transdutores de deslocamento (DT 1 e

DT 2) colocados na parte externa das abas, que se encontram no nível intermediário dos painéis.

Tabela 4-20 – Módulo de deformação (parede com apoio central)

Painel	Carga		Taxa de transf.	Tensão na alma	Def. 1	Def. 2	Mód. def. 1	Mód. def. 2	Média
	(kgf)		(%)	(MPa)	(strain)		(MPa)		
1	30%	26384	56,15	1,20	0,00043513	0,00115115	7740	3306	5523
	40%	35178	50,46	2,04	0,00032736	0,00089888			
2	30%	38838	72,84	1,25	0,00066104	0,00136591	7756	3016	5386
	40%	51784	68,90	2,95	0,00044069	0,00079930			
3	30%	28582	63,54	0,81	0,00046832	0,00098240	3870	5729	4799
	40%	38109	56,76	1,58	0,00026911	0,00084785			
							Média (MPa)		5236
							D. P. (MPa)		384,6
							C. V. (%)		7,35

1-Lado direito da alma

2-Lado esquerdo da alma

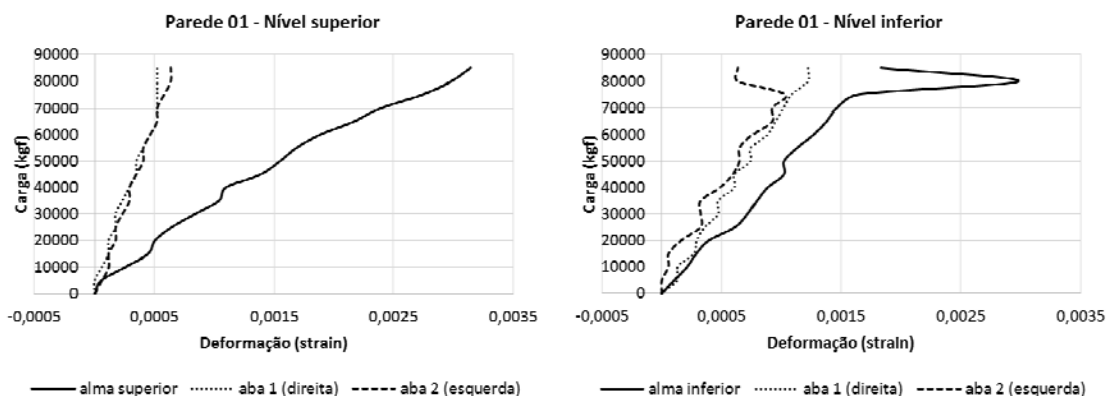


Gráfico 4-16 – Valores médios de deformações – Painel 01

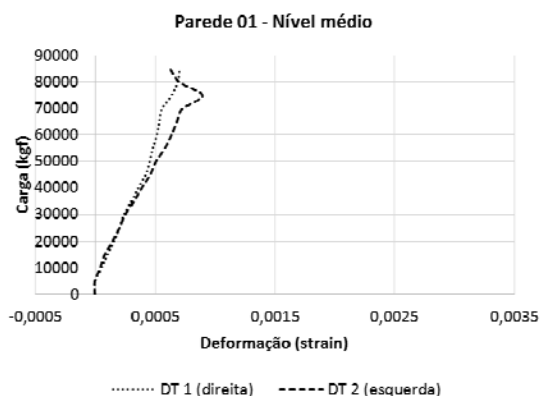


Gráfico 4-17 – Deformações nas abas externas – Painel 01

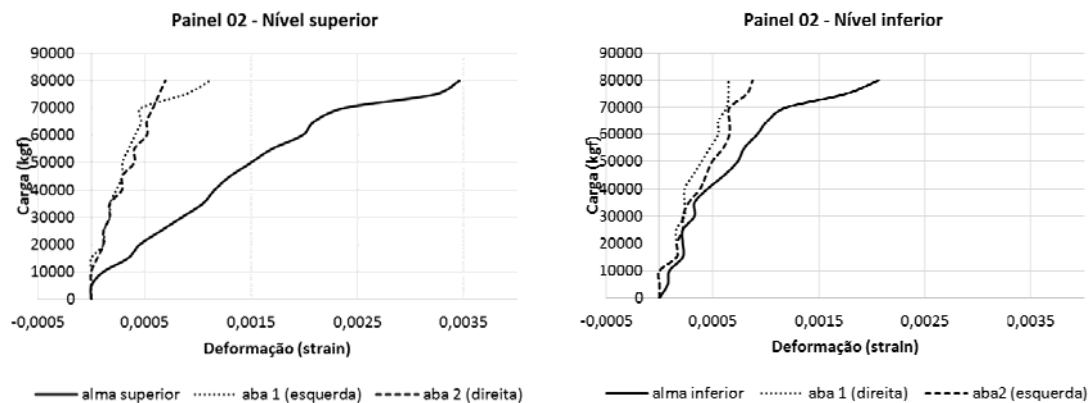


Gráfico 4-18 – Valores médios de deformações – Painei 02

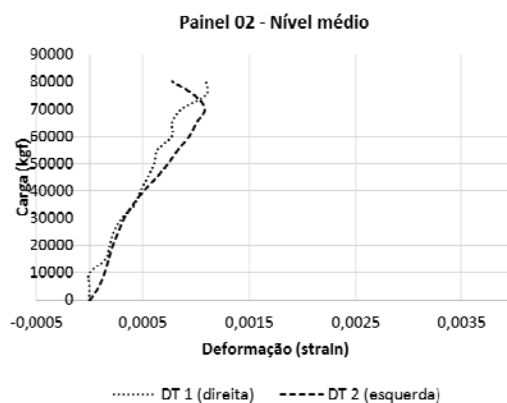


Gráfico 4-19 – Deformações nas abas externas – Painei 02

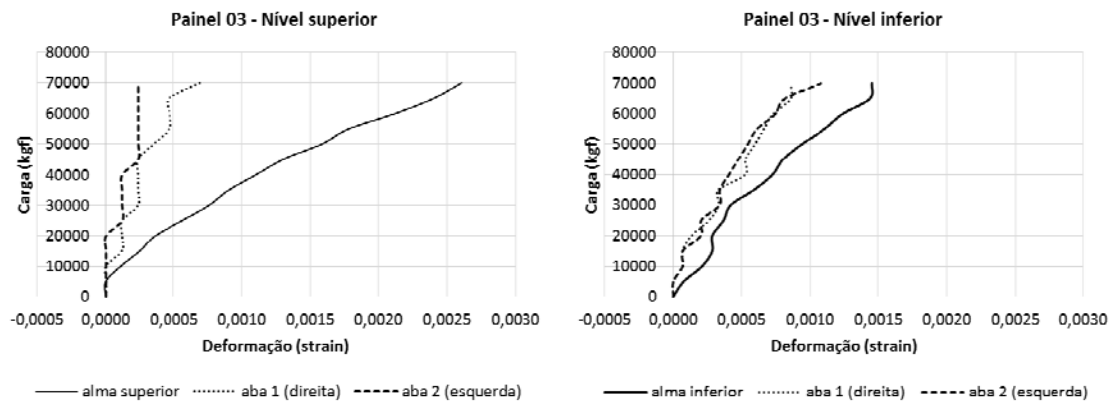


Gráfico 4-20 – Valores médios de deformações – Painei 03

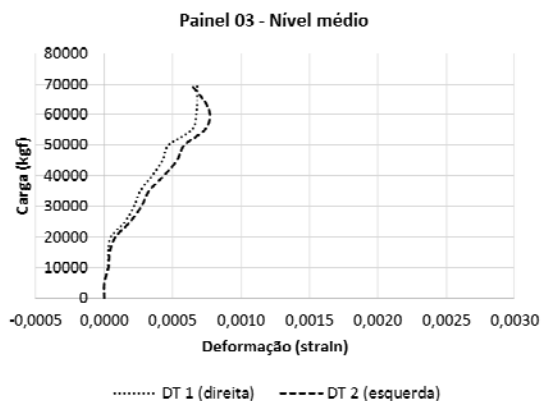


Gráfico 4-21 – Deformações nas abas externas – Painei 01

4.4.2.2 Painéis sem apoio central

Na Tabela 4-21 é apresentado o módulo de deformação médio calculado para as abas dos painéis sem apoio central. Para a determinação da deformação média no trecho inferior das abas foram utilizadas as leituras dos DT's 4, 6, 12 e 14. Nos Gráficos 4-22, 4-24 e 4-26 são apresentados os resultados de deformações médias obtidas na alma e aba, no trecho superior e inferior. Nos Gráficos 4-23, 4-25 e 4-27 os resultados dos transdutores de deslocamento (DT 1 e DT 2) colocados na parte externa das abas, que se encontram no nível intermediário dos painéis.

Tabela 4-21 – Módulo de deformação (parede sem apoio central)

Painel	Carga		Taxa de transf.	Tensão na aba	Deformação média abas	Mod. de deformação
		(kgf)	(%)	(MPa)	(strain)	(MPa)
4	30%	10569	100%	1,34	0,00034118	5897
	40%	14093	100%	1,01	0,00028428	
5	30%	8907	100%	1,13	0,00008013	3529
	40%	11875	100%	0,85	0,00000000	
6	30%	10099	100%	1,28	0,00002723	7209
	40%	13465	100%	0,96	0,00002277	
Média (MPa)						5545
D. P. (MPa)						1868,1
C. V. (%)						33,64

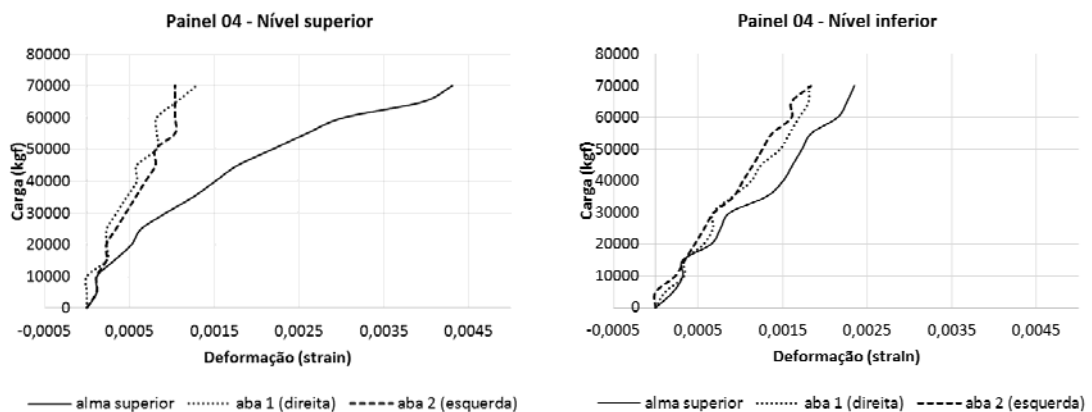


Gráfico 4-22 – Valores médios de deformações – Painel 04

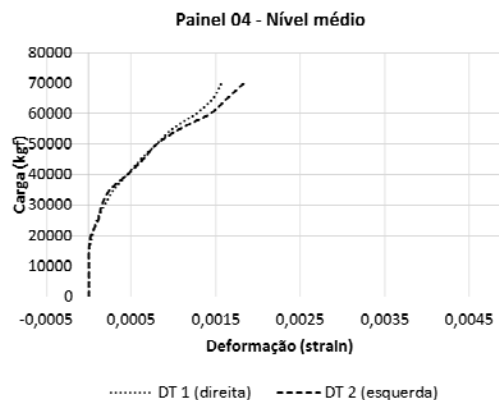


Gráfico 4-23 – Deformações nas abas externas – Painel 04

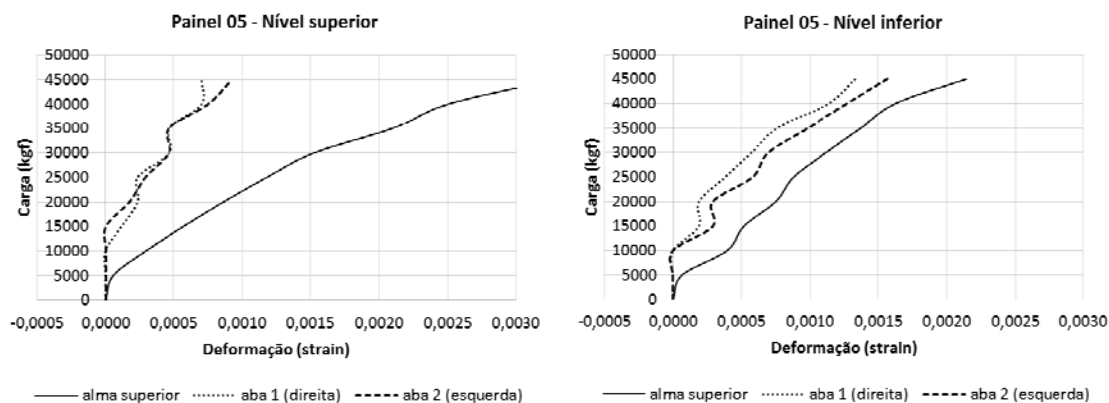


Gráfico 4-24 – Valores médios de deformações – Paineis 05

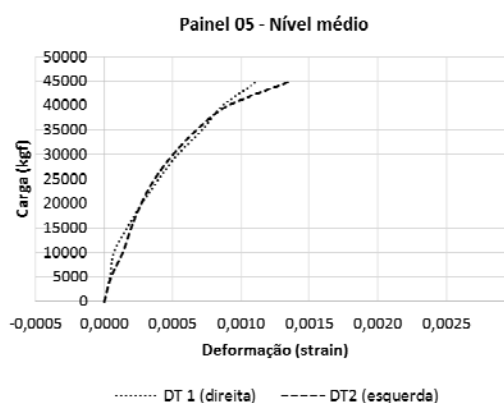


Gráfico 4-25 – Deformações nas abas externas – Paineis 05

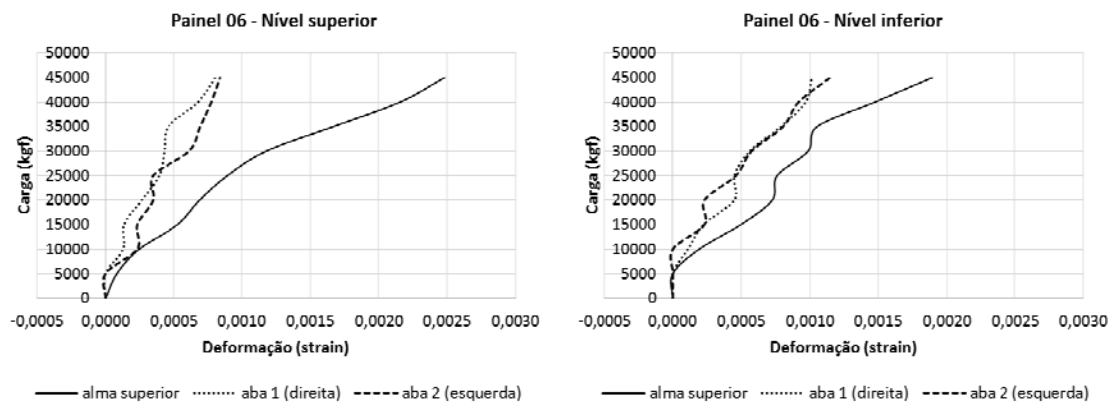


Gráfico 4-26 – Valores médios de deformações – Paineis 06

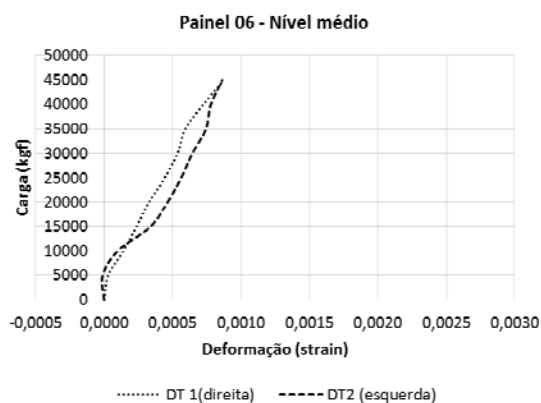


Gráfico 4-27 – Deformações nas abas externas – Paineis 06

4.4.3 Modos de ruptura

4.4.3.1 Painéis com apoio central

Na Figura 4-12 são mostradas as fissuras nas paredes antes da ruptura total.

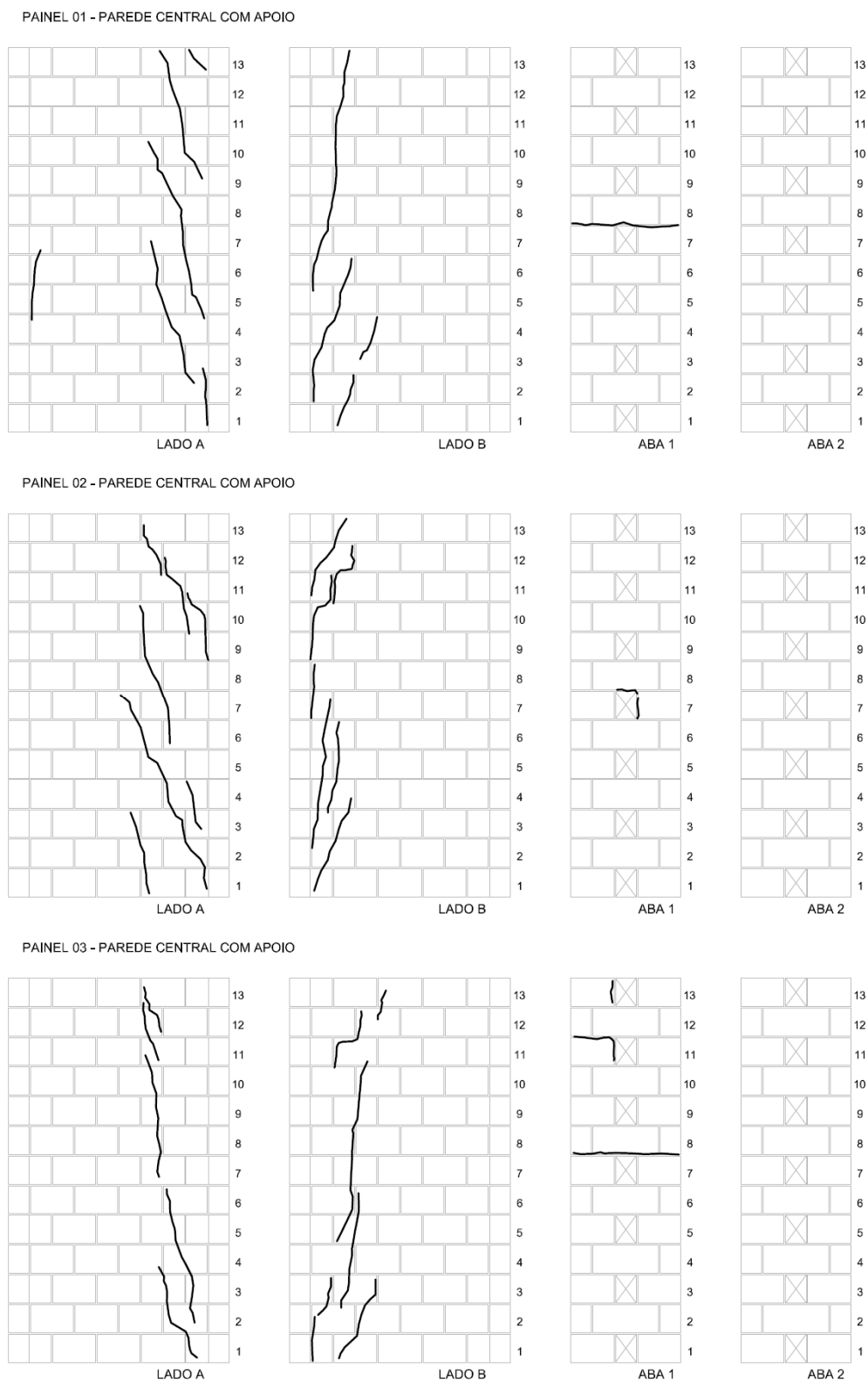


Figura 4-12 – Fissuras verificadas durante os ensaios (Painéis com apoio central)

Da Figura 4-13 até a Figura 4-21 são apresentadas as fissuras e modos de ruptura dos painéis ensaiados.

Painel 01:



Figura 4-13 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma (Painel 1)



Figura 4-14 – Abertura de fissura na parte central da aba e alma (Painel 1)



Figura 4-15 – Ruptura (Painel 1)

Painel 02:



Figura 4-16 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma / interseção aba (Painel 2)



Figura 4-17 – Abertura de fissura na alma e ruptura no local de aplicação de carga (Painel 2)



Figura 4-18 – Ruptura (Painel 2)

Painel 03:



Figura 4-19 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma / interseção aba (Painel 3)



Figura 4-20 – Abertura de fissura (escalonada) na parte central da aba e alma (Painel 3)



Figura 4-21 – Ruptura (Painel 3)

4.4.3.2 Painéis sem apoio central

Na Figura 4-22 são mostradas as fissuras nas paredes antes da ruptura total.

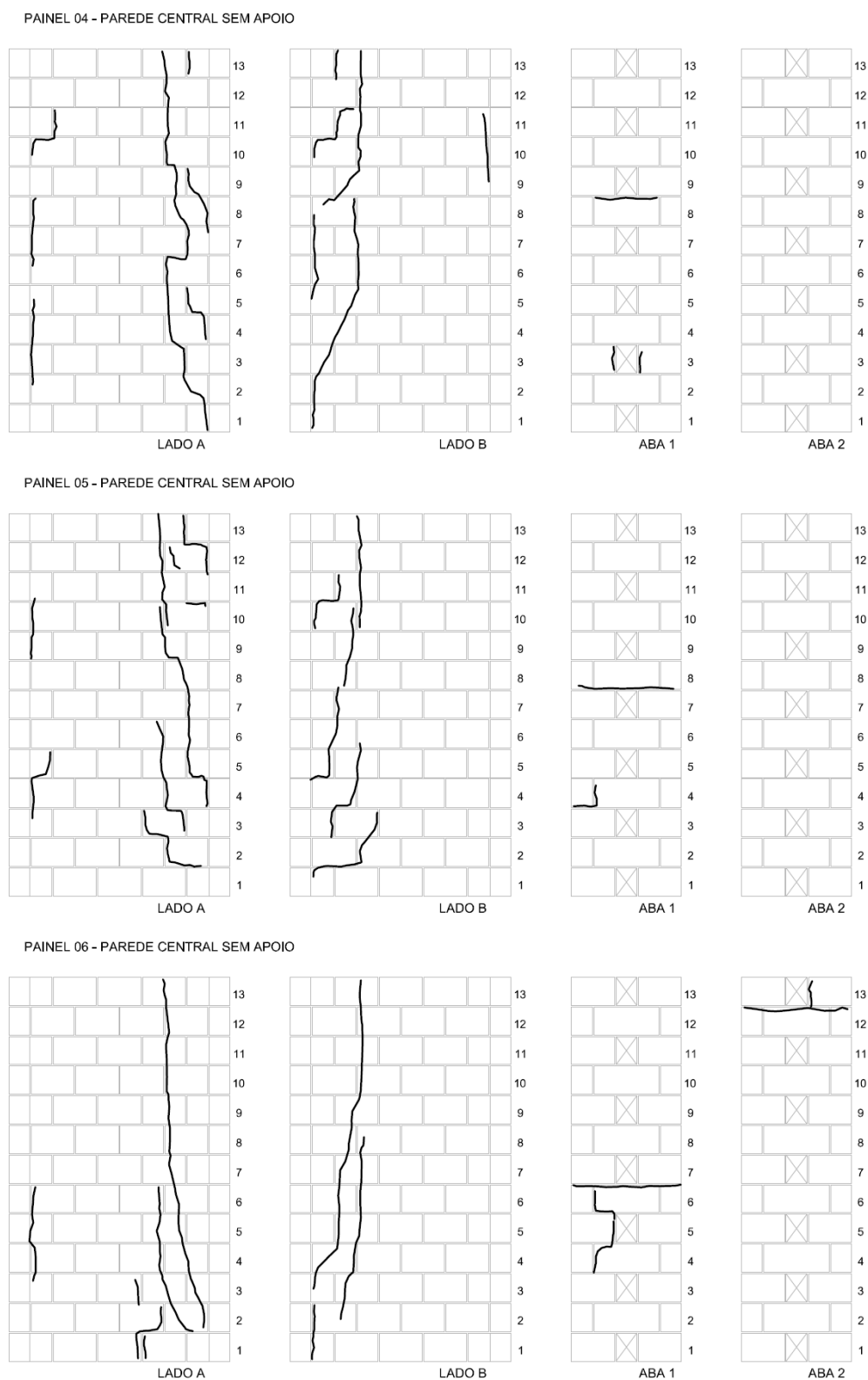


Figura 4-22 – Fissuras verificadas durante os ensaios (Painéis sem apoio central)

Da Figura 4-23 até a Figura 4-29 são mostradas as fissuras e modos de ruptura dos painéis após ensaio.

Painel 04:



Figura 4-23 - Fissuras na alma e despreendimento da aba (Painel 4)



Figura 4-24 – Ruptura (Painel 4)

Painel 05:



Figura 4-25 - Início das microfissuras e abertura de fissuras na alma e aba (Painel 5)

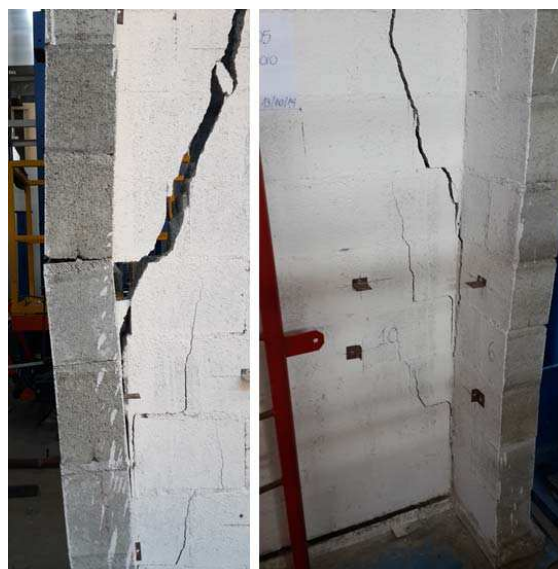


Figura 4-26 – Abertura de fissura na parte central da aba e alma (Painel 5)



Figura 4-27 – Ruptura (Painel 5)

Painel 06:



Figura 4-28 – Ruptura (Painel 6)

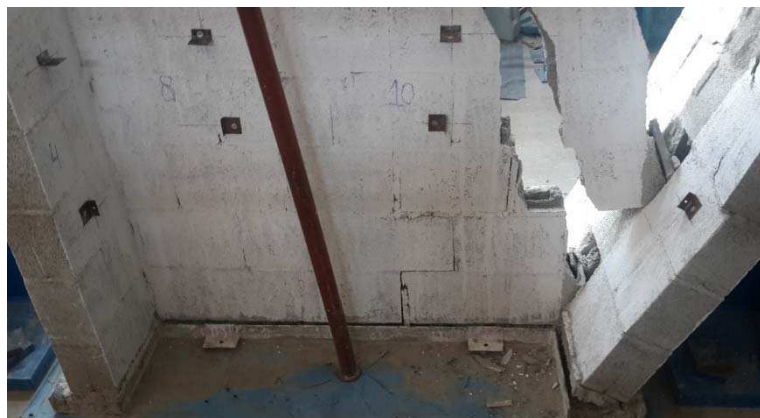


Figura 4-29 – Ruptura na base (Painel 6)

Nas paredes com apoio central, os modos de ruptura apresentados nos dois primeiros painéis foram semelhantes, ocorrendo ruptura por tração horizontal ao longo da alma e cisalhamento no trecho inferior da interface alma/aba. As fissuras iniciaram abaixo do ponto de aplicação de carga de forma vertical (passando pelas juntas horizontais e blocos) e/ou escalonada (apenas pelas juntas verticais e horizontais de argamassa).

No terceiro painel a ruptura ocorreu por compressão na região superior da parede central nos blocos abaixo da primeira fiada. Com o aumento do carregamento, as fissuras se propagaram para baixo.

Nas paredes sem apoio central, os três ensaios apresentaram comportamento semelhantes, nos quais a ruptura ocorreu de modo abrupto com abertura de grandes fissuras de uma só vez. Em todos os casos a ruptura ocorreu de apenas um lado com uma fissura vertical ao

longo da alma. O efeito de flexão nas abas pode ser verificado pelas trincas horizontais que ocorreram nas juntas das fiadas intermediárias.

De um modo geral, a partir do ponto de aplicação de carga, a trinca caminhava na vertical, com uma leve inclinação, e nas fiadas inferiores ela inclinava-se em direção à aba indicando claramente cisalhamento na interface alma/aba. Em todos os ensaios observou-se excentricidade de carga.

4.4.4 Estimativa da taxa de transferência

Entende-se como taxa de transferência do carregamento para as abas a relação entre a parcela do carregamento aplicado na parede central que é absorvida pelas abas laterais (através da ligação) e a força máxima capaz de ser transferida para as abas para o caso de uma interação completa.

Para os painéis com apoio central, a determinação da taxa de interação foi feita com base na relação de deformações e nas equações da mecânica e da resistência dos materiais. Desprezando-se o efeito de flexão, pode-se dizer que:

no equilíbrio:

$$F_t = F_{alma} + 2 \times F_{aba} \quad (4.1)$$

da resistência dos materiais:

$$E_{alma} = \frac{\sigma_{alma}}{\epsilon_{alma}} \text{ e } E_{aba} = \frac{\sigma_{aba}}{\epsilon_{aba}} \quad (4.2) \text{ e } (4.3)$$

$$\sigma_{alma} = \frac{F_{alma}}{A_{alma}} \text{ e } \sigma_{aba} = \frac{F_{aba}}{A_{aba}} \quad (4.4) \text{ e } (4.5)$$

substituindo a (4.4) em (4.2) e (4.5) em (4.3), tem-se:

$$E_{alma} = \frac{F_{alma}/A_{alma}}{\epsilon_{alma}} \text{ e } E_{aba} = \frac{F_{aba}/A_{aba}}{\epsilon_{aba}} \quad (4.6) \text{ e } (4.7)$$

dividindo (4.7) por (4.6) e reorganizando, obtém-se:

$$\frac{\epsilon_{aba}}{\epsilon_{alma}} = \left(\frac{A_{alma} \times E_{alma}}{A_{aba} \times E_{aba}} \right) \times \left(\frac{F_{aba}}{F_{alma}} \right) \quad (4.8)$$

sendo $r = \frac{\epsilon_{aba}}{\epsilon_{alma}}$, relação obtida no programa experimental, e $k = \left(\frac{A_{alma} \times E_{alma}}{A_{aba} \times E_{aba}} \right)$. Assim:

$$F_{alma} = \left(\frac{k}{r} \right) \times F_{aba} \quad (4.9)$$

como $E_{alma} = E_{aba} = E_{alvenaria}$, $A_{alma} = 14 \times 121$ e $A_{aba} = 14 \times 74$, encontra-se k igual a 1,613. Substituindo (4.9) em (4.1), tem-se:

$$F_t = \left(\frac{k}{r}\right) \times F_{aba} + 2 \times F_{aba} \quad (4.10)$$

a parcela de força transferida para a aba é de:

$$\therefore F_{aba} = \frac{1}{\left(1,613/r + 2\right)} \times F_t \quad (4.11)$$

por outro lado, para o caso de uniformização total, tem-se:

$$\sigma_{parede}^t = \frac{F_t}{(A_{alma} + 2 \times A_{aba})}, \text{ para as paredes com apoio central} \quad (4.12)$$

$$F_{aba}^{uni} = \sigma_{parede-1}^t \times A_{aba}, \text{ para as paredes com apoio central} \quad (4.13)$$

em que:

σ_{parede}^t é a tensão uniforme na alma e nas abas;

F_{aba}^{uni} é a força resultante na aba correspondente à tensão uniforme.

Nas Tabela 4-22 são apresentadas as relações entre as deformações médias nas abas e na alma, obtidas experimentalmente, para os painéis com apoio central, e a taxa de transferência de carga para a aba. Para os painéis sem apoio central a transferência de carga para a aba foi de 100%, conforme apresentado na Tabela 4-23.

Tabela 4-22 – Relação entre as deformações médias nas abas e na alma e a taxa de transferência para a aba (parede com apoio central)

Ensaio	Deformação média na aba / deformação média na alma (r)		Força transferida para a aba (kN) (Eq. 4.11)		Força máx. na aba (Eq. 4.13) (kN)	Taxa de transferência de carga para a aba (%)	
	Trecho superior	Trecho inferior	Trecho superior	Trecho inferior		Trecho superior	Trecho inferior
Painel 1	0,26	0,57	107,2	182,1	240,4	44,60	75,76
Painel 2	0,19	0,64	123,4	286,4	353,3	34,93	81,06
Painel 3	0,18	0,56	86,9	195,2	260,0	33,42	75,07
Média	0,21	0,59	105,8	221,2	284,5	37,65	77,30

Tabela 4-23 – Transferência de força para a aba (parede sem apoio central)

Ensaio	Força transferida para a aba (kN)
Painel 4	352,3
Painel 5	296,9
Painel 6	336,6
Média	328,6

No Gráfico 4-28 e no Gráfico 4-29 são mostradas as relações entre as deformações médias das abas e as deformações médias das almas, em função do nível de carga aplicado nos ensaios para as duas séries.

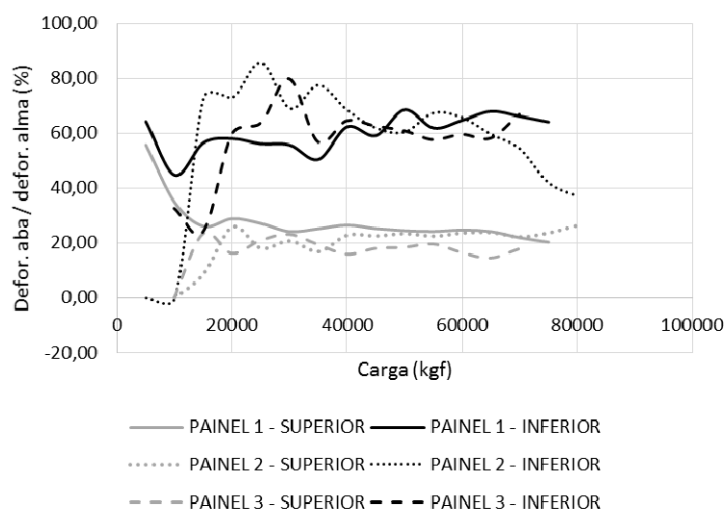


Gráfico 4-28 – Relação média de deformação (aba/alma) – Paineis com apoio central

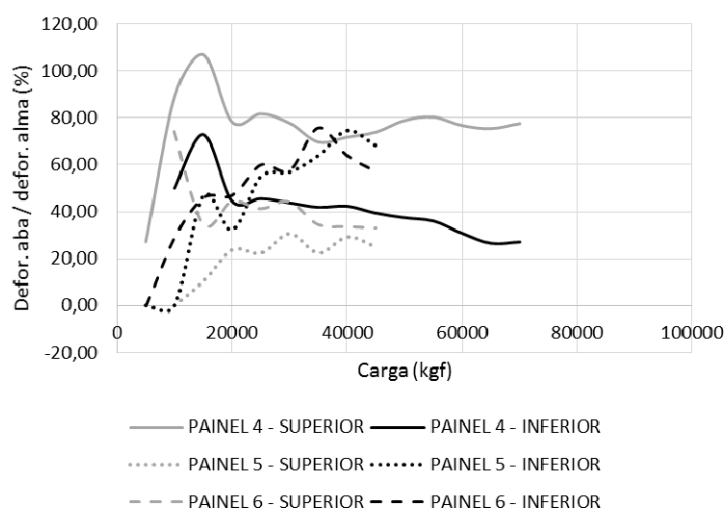


Gráfico 4-29 – Relação média de deformação (aba/alma) – Paineis sem apoio central

Observou-se que a relação entre as deformações médias nas abas e na alma nas fiadas superiores (37,65%) do painel com apoio central é menor do que nas fiadas inferiores (77,30%), indicando a ocorrência de transferência de carga da alma para as abas. No que se refere à parede sem apoio central esse comportamento não é tão evidente, como pode ser observado no Gráfico 4-29.

4.4.5 Análise comparativa entre painéis com e sem apoio central

Pode-se dizer que para a parede em formato H com apoio central (carga média de ruptura de 1042 kN) houve um acréscimo de aproximadamente 36,9 % no valor médio da carga

de ruptura quando comparada com a série de painéis sem apoio central (carga média de ruptura 657 kN).

Com base nos procedimentos teóricos para distribuição das ações verticais denominados paredes isoladas e grupos isolados de paredes, pode-se concluir que as tensões que solicitam a alma e as abas variam respectivamente entre 2,75 MPa e 6,15 MPa, para paredes com apoio central, e 3,19 MPa, para paredes sem apoio central.

A partir dos resultados obtidos para resistência à compressão dos blocos e para a eficiência prisma/ bloco, foi possível estimar a carga de ruptura dos painéis com apoio central em 1302,60 kN. No entanto considerando ou não o efeito de enrijecimento, bem como o fator de esbeltez (R), o valor estimado para a carga de ruptura passa a ser 1276,55 kN e 1172,34 kN, respectivamente. A diferença entre os valores esperados e a média obtida nos ensaios está relacionada ao fato de que os painéis de alvenaria podem se romper devido a concentrações de tensões em pontos localizados.

Os módulos de deformação dos painéis apresentaram valores médios de 5236 MPa, (alma – parede com apoio central) e 5545 MPa (aba – parede sem apoio central) e, apesar de terem sido calculados de forma diferente apresentaram valores próximos. O módulo de deformação para a alvenaria segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 é estimado como $800f_{pk}$. Para o valor f_{pk} igual a 11,7 MPa (Série 5 – prismas) o módulo de deformação esperado seria 9360 MPa, valor superior ao encontrado nesse trabalho.

Outros autores sugerem equações para o cálculo do módulo de deformação. A Equação (2.4) proposta por Gomes (1983) permite o cálculo do módulo de deformação da alvenaria em função do módulo de deformação da argamassa e do bloco. Utilizando a Equação (2.4), para os dados obtidos neste programa experimental (E_a igual a 8616 MPa e E_b igual a 20350 MPa), obtem-se o valor de 8995 MPa para o módulo de deformação da alvenaria.

A Equação (2.5) proposta por Dhanasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) sugere uma relação não linear para estabelecer o módulo de deformação da alvenaria em função da resistência à compressão. Para os modelos teóricos de cálculo das tensões (paredes isoladas e grupo isolado de paredes), foram obtidos dois valores para o módulo de deformação. Na Tabela 4-24 são apresentados os resultados dos módulos de deformação encontrados neste trabalho e os valores obtidos por equações disponíveis na literatura.

Tabela 4-24 – Módulo de deformação da alvenaria

Tipo	Módulo de deformação médio	Segundo ABNT NBR 15961-1:2011	Segundo Gomes (1983)	Segundo Dhannasekar (1985) – Paredes isoladas	Segundo Dhanasekar (1985) – Grupo de paredes isoladas
MPa					
Com apoio	5236	8960	8995	5329	2732
Sem apoio	5545			3558	1859

Percebe-se que o modelo que mais se aproximou dos resultados deste trabalho foi o de Dhannasekar (1985).

Na forma de ruptura ficou evidente a formação de bielas nas paredes centrais devido a formação de trincas e fissuras com inclinação entre 60° e 45° da parede central para as abas. Nas paredes H com apoio central, o fluxo de carga para as abas foi mais intenso nas fiadas inferiores. Nas paredes H sem apoio central, esse fluxo apresentou comportamento inverso, sendo mais intenso nas fiadas superiores.

Diferentemente do modo de ruptura da primeira série (com apoio), na segunda série (sem apoio) a ruptura ocorreu sem aviso prévio e de modo frágil. Neste caso, as fissuras iniciavam para um estágio de carga próximo às cargas máximas obtidas, estendendo-se ao longo do comprimento do painel.

Para os níveis de carga analisados, no que se refere à relação entre deformações aba/alma, no trecho inferior, o comportamento das paredes (com e sem apoio) foram semelhantes. Para as paredes H totalmente apoiadas, observou-se que a taxa de transferência depende da posição avaliada na parede (altura), obtendo valores superiores nas abas na parte inferior do painel.

A taxa de transferência de carga da alma para as abas, na parte superior e inferior do painel com apoio central, foi de aproximadamente 37,65% e 77,30%, respectivamente. Para os painéis sem apoio central, a taxa de transferência foi de 100,00%.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Nesta pesquisa foi realizado um estudo experimental, que consistiu na investigação da interação de paredes de blocos de concreto de alto desempenho, com amarração direta, submetidas a ações verticais. Paralelamente foram avaliadas outras propriedades dos blocos, dos prismas e das argamassas de modo a atingir os objetivos propostos.

O programa experimental realizado foi dividido em três etapas. A primeira consistiu na caracterização física dos componentes da alvenaria utilizados na pesquisa: bloco e argamassa. A segunda foi referente ao estudo dos prismas com diferentes resistências de argamassa e a avaliação da influência do argamassamento total e parcial na resistência do prisma. Por último, realizaram-se os ensaios em seis painéis de alvenaria em formato H, submetidos a ações verticais, para verificar a transferência de carga para as abas e, assim, avaliar a interação entre paredes.

A seguir são apresentadas as principais conclusões de cada uma dessas etapas, estabelecendo-se um paralelo com os objetivos propostos.

Quanto à análise dimensional das unidades, todas as dimensões dos blocos, como: largura, comprimento, altura, espessura mínima das paredes e dimensão dos furos se encontram dentro dos limites fixados pela norma ABNT NBR 6136:2014. Quanto à caracterização física, como área líquida e absorção de água, cumpriram-se os requisitos, quando especificados pela norma. Assim, os blocos estão de acordo com as prescrições normativas, validando sua utilização nesta pesquisa.

Os blocos ensaiados à compressão, bloco padrão e meio bloco, apresentaram resistência característica de 16,9 MPa e 13,1 MPa, respectivamente. Em geral, apresentaram ruptura tronco cônica, típica de um corpo de prova confinado nas extremidades, como também observado por Mata (2006). Variações ocorreram, apresentando trincas nas verticais indicando separação dos septos longitudinais dos septos transversais.

A medida do módulo de elasticidade dos blocos ocorreu de duas formas neste trabalho. No bloco padrão, o valor médio obtido, utilizando extensômetro, foi de 20350 MPa. Para o coeficiente de Poisson, o valor médio obtido foi de 0,22, valor superior ao recomendado pela ABNT NBR 15961:2011. No meio bloco, o valor de módulo de elasticidade, utilizando *clip-gauge*, foi de 27502 MPa. Uma possível causa para o aumento do módulo de elasticidade em meio bloco é o fato de seus septos serem mais espessos, com furos menores e simetria na geometria, causando uma maior compacidade do bloco.

Os módulos de deformação obtidos pelos *clip-gauges* apresentaram resultados menos confiáveis, tendo em vista um maior coeficiente de variação dos resultados. Em ambos os casos não foi possível se obter o trecho pós-pico dos ensaios devido à alta resistência dos blocos e à disponibilidade de equipamentos com capacidade limitada, como a célula de carga com capacidade de 500 kN.

Blocos com resistência elevada merecem atenção especial quanto ao comportamento dos prismas e paredes. Nestes casos, a argamassa passa a ter papel fundamental, devendo, portanto, ser mais bem fundamentada no quesito resistência. Devido a esse fato, uma parte do trabalho foi dedicada à dosagem da mesma.

A resistência média para cada traço de argamassa dosado ficou próxima aos valores esperados, mostrando que o método de dosagem e os cuidados tomados durante a sua preparação foram adequados.

Nos ensaios de compressão dos prismas, pode-se concluir que a resistência da argamassa e o tipo de assentamento influenciou na resistência à compressão dos mesmos. Na série com argamassamento parcial (série 4), observou que a inexistência de parte da argamassa reduz de fato a sua resistência, conforme mostram os testes estatísticos que encontram-se no Apêndice E.

A forma de ruína dos prismas está vinculada diretamente ao comportamento da argamassa (resistência) e à forma de assentamento. Argamassas mais fortes não são recomendadas, pois são muito rígidas e têm baixa capacidade de absorver deformações. Em contrapartida, argamassas muito fracas tem resistência à compressão e aderência muito baixas, prejudicando a resistência da parede. Esse fato foi realmente comprovado nos ensaios de prismas.

O comportamento dos prismas, observado durante a análise experimental, mostrou que quanto mais baixa a relação entre as propriedades mecânicas da argamassa e do concreto

que constitui o bloco, maior será a tendência de ruína por esmagamento da junta. O oposto indica a ruína do prisma por fissuração dos blocos.

Os painéis avaliados neste trabalho, com e sem apoio central, apresentavam amarração direta e não havia a presença de cinta de respaldo. A força de ruptura média para os painéis totalmente apoiados foi de 1042 kN e, para os painéis sem apoio central, de 657 kN, indicando uma diminuição de 36,95% para a parede sem apoio central. No entanto, deve ser observado que a área de aplicação da carga diminuiu em 44,98%, ocasionando um aumento de tensão nas abas dos painéis sem apoio central. Enquanto no cas

Cabe esclarecer que o ensaio dos painéis em formato H com a parede central sem apoio é uma situação irreal de projeto, entretanto essa situação foi adotada com o objetivo de avaliar a taxa máxima de transferência entre as paredes, para o tipo de ligação estudada.

De acordo com as deformações encontradas, observa-se que as deformações no trecho inferior da parede central, reduziram em relação ao trecho superior, e tal fato pode ser explicado pela transferência das cargas da parede central para as paredes laterais, reduzindo a tensão atuante, através dos blocos contrafiados.

Os valores de módulo de deformação encontrados foram relativamente baixos quando comparados com o valor da norma brasileira. Entretanto, na literatura há diversas propostas de expressões para sua obtenção, que apresentam resultados numéricos bastante divergentes. As deformações utilizadas nesse trabalho foram as obtidas no trecho inferior por serem mais representativas da realidade.

Os resultados dos experimentos mostraram uma diferença de comportamento entre os painéis com e sem apoio da parede central, em particular, quanto ao modo de ruptura. O teste estatístico, que se encontra no Apêndice E, comprova que existem diferenças entre as duas séries de painéis ensaiadas.

Os modos de ruptura foram semelhantes nos três ensaios em que a parede central estava apoiada. A forma de ruptura deixa claro que a ruptura ocorre principalmente na parede central, abaixo do ponto de aplicação da carga com trincas na diagonal e escalonadas. A ruptura ocorreu ao longo de toda a parede central passando pelos blocos e juntas de argamassa.

Observando a forma de ruptura e as trincas dos painéis sem apoio central, observa-se que a carga aplicada foi transmitida para as abas por meio das fiadas superiores, em geral, nas primeiras seis a oito fiadas de um total de treze. Apesar de todos os cuidados tomados na

montagem dos ensaios, houve excentricidade de carga durante os ensaios, sendo constatado que um dos lados se deformou um pouco mais que o outro.

Para os painéis com apoio central, a taxa de transferência de carga da alma para as abas foi estimada nesta pesquisa com base na relação entre deformações para a parte superior e inferior dos painéis. O valor médio para a taxa de interação foi de aproximadamente 37,65% e 77,30%, no trecho superior e inferior, respectivamente.

Os valores encontrados para as cargas no trecho inferior das abas dos painéis com apoio central são próximos aos valores de carga de ruptura nas abas dos painéis sem apoio central, em virtude da variabilidade inerente ao comportamento da alvenaria estrutural. Para os painéis sem apoio central a taxa de transferência foi de 100,00%.

Tendo em vista os resultados obtidos, pode-se afirmar que há transferência de carga de uma parede para outra. Para os painéis com apoio central, os resultados mostram que a parede mais carregada transmitiu carga para as menos carregadas. Tendo em vista que nesta pesquisa que as leituras de deformações na parte inferior dos painéis foram realizadas a uma cota média de 70 centímetros (quarta fiada) não foi possível medir a deformação ocorrida abaixo dessa cota. Desta forma, pode-se concluir que a taxa de interação é ainda maior que os valores obtidos nesta pesquisa, sugerindo a ocorrência de uma taxa de interação completa caso as medidas fossem realizadas na base dos painéis.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

A seguir são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- complementar este estudo, realizando ensaios com medições de deformações em paredes em escala reduzida, de forma a comparar os resultados e extrair possíveis correlações entre escalas;
- avaliar painéis de alvenaria em formato H com amarração indireta, e verificar a transferência de carga para as abas e o seu comportamento;
- avaliar em painéis de alvenaria em formato H se a utilização de cinta de amarração influencia o processo de transferência de carga.
- realizar ensaios em painéis com diferentes traços de argamassa, desde mais fracos até mais resistentes e avaliar a carga de ruína, deformações e o modos de ruptura;
- realizar novos estudos com diferentes geometrias e formato em planta do painel e avaliar o comportamento e resistência de estruturas com juntas verticais não preenchidas;
- realizar uma modelagem numérica com os resultados obtidos e verificar através do métodos de elementos finitos a carga de ruptura, deformações e comparar com os resultados aqui obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.
- AITCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. Tradução Geraldo G. Serra. 1º ed. São Paulo: Pini, 2000. 695p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-11 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Detroit, 2011.
- ANDOLFATO, R. P. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural**. 2006. 232f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 16p.
- _____. **NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 5p.
- _____. **NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro: ANBT, 2008. 16p.
- _____. **NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 8p.
- _____. **NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1985. 7p.
- _____. **NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para Alvenaria – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 14p.
- _____. **NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de parede e tetos, preparo da mistura e determinação de consistência**. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 3p.
- _____. **NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 9p.
- _____. **NBR 13281: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 7p.
- _____. **NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade através da propagação de onda ultra-sônica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 4p.
- _____. **NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- _____. **NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 2: Execução e controle de obras**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 35p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NORMA MERCOSUL, 2001, **NBR NM 30: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2000. 3p.
- _____. **NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 8p.
- _____. **NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 6p.
- _____. **NBR NM 49: Agregado miúdo – Determinação de impurezas orgânicas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 3p.
- _____. **NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 6p.
- BARBOSA, C. S. **Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte**. 2004. 162f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 2004.
- CAMACHO, J. S. **Alvenaria estrutural não-armada – Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. 1986. 183f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 1986.
- CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. 1995. 157f. Tese (Doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
- CAMACHO, J. S. **Avaliação da eficiência das ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos em escala reduzida sujeitas às ações verticais**. Relatório de Pesquisa, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, 2001.
- CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetida a ações verticais**. 2000. 162f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2000.
- CAPUZZO NETO, V. **Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais**. 2005. 334f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2005.
- CARVALHO, J. D. N. **A contribuição de enrijecedores laterais para a ação do efeito arco na alvenaria estrutural**. 2007. 284f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. **CEB-FIP Model Code 1990**. Bulletin d'Information, 1990.
- CUNHA, E. H. **Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural**. 2001. 150f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2001.
- EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 6, EN 1996-1-1: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures buildings**. Belgium, 2005.

- GARCIA, P. D. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. 2000. 173 f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 2000.
- GOMES, N. S. **A resistência das paredes de alvenaria**. 1983. 191 f. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.
- HENDRY, A. W. **Structural brickwork**. New York – USA: Halsted Press book, John Wiley & Sons, 1981.
- HENDRY, A.W. **Structural Masonry**. 2^{ed}. Hong Kong: Macmillan Press Ltd, 1998.
- JUSTE, A.E. **Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão**. 2001. 255f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 2001.
- MAURÍCIO, R. M. **Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4**. 2005. 229f. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, 2005.
- MATA, R. C. **Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2006. 157 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- MIRANDA, L. A. **Estudo do efeito do não preenchimento das juntas verticais e eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. 2012. 206 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos, São Paulo, 2012.
- MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas blocos de concreto**. 1998. 178f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 1998.
- MOHAMAD, G.; ROMAN, H.R.; RIZZATI, E.; ROMAGNA, R. **Alvenaria Estrutural**. Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais – IBRACON, 2v. p1007-1036, 2007.
- MOHAMAD, G.; ROMAN, H.R.; SEGAVE, A.M. (2002). **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. In: International Seminar on structural masonry for developing countries, 7. 2002, Belo Horizonte. Proceedings. P.119-24.
- MOHAMAD, G. **Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 2007. 290f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.
- MOHAMAD, G.; NETO, A. B.; PELISSER, F.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. **Caracterização mecânica das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural – previsão e modo de ruptura**. Revista Materia, v.14, pp. 824-844, 2009.
- MOREIRA, E. M. S. **Análise experimental em escala reduzida de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos submetidas a ações verticais**. 2007. 196f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2007.
- OLIVEIRA, L. M. F. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 2014. 272f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2014.

- PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. 1º ed. São Paulo: O Nome da Rosa, 2011. 240p.
- PASQUALI, I. **Influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica**. 2007. 140f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2007.
- PINHEIRO, D. G.; **Estudo do comportamento mecânico de blocos cerâmicos com diferentes larguras**. 2009. 118f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2009.
- PRICE, B. **Advanced Concrete Technology**. Cap 3. Processes. Edited by Newman, J and CHOOB B. S. Amsterdam: Boston: Elsevier Butterworth Heinemann, 2003.
- RAMALHO, M. A; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 1º ed. São
- ROMAGNA R. H. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 2000. 195f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, 2000.
- ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. 1º ed. Florianópolis: Ed. UFSC, 1999. 83p.
- SABBATINI, F.H. **O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária**. 1984. 298f. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1984.
- SANTOS, W. J. **Desenvolvimento de metodologia de dosagem de argamassas de revestimento e assentamento**. 2014. 155f. Tese (Doutorado), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2014.
- SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. 2003. 160f. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, 2003.

APÊNDICE A - Blocos

1. ANÁLISE DIMENSIONAL, ÁREA BRUTA, ABSORÇÃO DE ÁGUA E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO - BLOCO PADRÃO

Tabela A - 1 – Análise dimensional (largura x comprimento x altura)

Bloco	Largura (mm)			Comprimento (mm)			Altura (mm)		
	l ₁	l ₂	l ₃	c ₁	c ₂	c ₃	a ₁	a ₂	a ₃
1	138,9	138,7	138,9	288,6	288,8	288,3	190,8	190,1	190,2
2	138,8	138,9	138,7	290,1	290,3	290,1	189,9	189,8	189,9
3	138,6	138,7	138,9	288,5	288,8	288,8	190,1	190,0	190,1
4	138,7	138,9	138,8	289,9	288,9	288,9	189,8	190,1	189,6
5	138,8	138,9	139,0	289,1	289,6	289,4	189,9	190,1	189,7
6	138,7	138,6	139,1	289,4	289,9	286,6	190,6	190,3	190,3
Média (mm)		138,81			289,3			190,1	
D. P. (mm)		0,05			0,59			0,25	
C. V. (%)		0,04			0,21			0,13	

Tabela A - 2 – Análise dimensional (septos x furos x mísulas)

Bloco	Espessura (mm)			Dimensão dos furos (mm)		Raio das mísulas (mm)
	Paredes externas	Septos	Transversal equivalente	Longitudinal	Transversal	
1	25,7	25,3	189,7	106,4	86,5	40,8
2	26,0	25,8	190,3	105,9	85,8	41,0
3	26,7	26,6	189,6	105,2	85,2	41,5
4	26,3	27,0	190,4	106,2	85,7	41,3
5	26,0	26,4	189,2	106,1	86,0	40,9
6	26,0	26,5	190,1	105,8	85,9	40,7
Média (mm)	26,1	26,3	189,9	105,9	85,8	41,0
D. P. (mm)	0,35	0,61	0,46	0,42	0,40	0,31
C. V. (%)	1,35	2,33	0,24	0,39	0,47	0,75

Tabela A - 3 – Área líquida e área bruta

Bloco	Massa saturada (g)	Massa aparente (g)	Alt _{méd} (mm)	Alíquida (cm²)	Abruta (cm²)	A _{liq} / A _{bruta} (%)
1	9935	5623	190,4	227,18	400,63	56,71
2	10080	5704	189,9	231,16	402,75	57,40
3	10095	5691	190,1	232,39	400,00	58,09
Média		-		230,24	401,30	57,39
D. P.		-		2,72	1,26	0,69
C. V. (%)		-		1,18	0,31	1,21

Tabela A - 4 – Absorção de água

Bloco	Massa seca (g)	Massa saturada (g)	Absorção (%)
1	9480	9935	4,80
2	9625	10080	4,73
3	9625	10095	4,94
Média		-	4,82
D. P.		-	0,11
C. V. (%)		-	2,22

2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO – BLOCO PADRÃO E MEIO BLOCO.

Tabela A - 5 – Resistência à compressão

Bloco	Massa (kg)	Área (cm²)	Força máx. (N)	f (MPa)
1	9,72	402,16	794970	19,8
2	9,69	396,88	922190	23,2
3	9,60	398,98	774160	19,4
4	9,76	399,23	873740	21,9
5	9,45	399,59	756630	18,9
6	9,76	399,57	872280	21,8
7	9,83	400,58	671280	16,8
8	9,78	401,23	817250	20,4
f_b (MPa)				20,3
D. P. (MPa)				2,03
C. V. (%)				10,04
f_{bk} (MPa)				16,9

Tabela A - 6 – Resistência à compressão

Bloco	Massa (kg)	Área (cm²)	Força máx. (N)	f (MPa)
1*	5,63	195,17	218134	11,2
2	5,84	195,13	256070	13,1
3	5,74	195,66	349300	17,9
4	5,90	195,20	311780	16,0
5	5,86	195,45	311430	15,9
6	5,91	194,70	362290	18,6
7	5,70	195,45	258510	13,2
8	5,87	195,48	254030	13,0
f_b (MPa)				15,4
D. P. (MPa)				2,33
C. V. (%)				15,15
f_{bk} (MPa)				13,1

*valor desconsiderado

3. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E COEFICIENTE DE POISSON - BLOCO PADRÃO.

Tabela A - 7 – Módulo de deformação

Bloco	Extens.	$\sigma_{30\%}$ (MPa)	$\sigma_{0,5MPa}$ (MPa)	$\varepsilon_{30\%}$ (strain)	$\varepsilon_{0,5MPa}$ (strain)	E (MPa)	E_M (MPa)
BP 1	EA	5,09	0,50	0,000224	0,0000232	22859	19936
	EB			0,000301	0,0000312	17013	
BP 2	EA	5,07	0,50	0,000307	0,0000291	16445	17622
	EB			0,000271	0,0000279	18799	
BP 3	EA	5,10	0,51	0,000306	0,0000551	18334	17952
	EB			0,000308	0,0000462	17571	
BP 4	EA	5,08	0,50	0,000202	0,0000172	24784	23286
	EB			0,000240	0,0000298	21789	
BP 5	EA	5,14	0,53	0,000236	0,0000323	22631	21497
	EB			0,000258	0,0000316	20362	
BP 6	EA	5,12	0,53	0,000247	0,0000222	20774	20362
	EB			0,000213	0,0000151	23597	
Média (MPa)							20350
D. P. (MPa)							2254,73
C. V. (%)							11,08

Tabela A - 8 – Coeficiente de Poisson

Bloco	Extens.	ε_x 30% (strain)	ε_y 30% (strain)	ε_x 0,5MPa (strain)	ε_y 0,5MPa (strain)	P	P_M
BP 1	PA	-0,000224	0,0000440	-0,0000232	0,0000085	0,18	0,20
	PB	-0,000301	0,0000737	-0,0000312	0,0000119	0,23	
BP 2	PA	-0,000307	0,0000106	-0,0000291	0,0000012	0,03	0,06
	PB	-0,000271	0,0000128	-0,0000279	-0,0000074	0,08	
BP 3	PA	-0,000306	0,0000667	-0,0000551	0,0000065	0,24	0,24
	PB	-0,000308	0,0000724	-0,0000462	0,0000075	0,25	
BP 4	PA	-0,000202	0,0000594	-0,0000172	0,0000029	0,31	0,30
	PB	-0,000240	0,0000616	-0,0000298	0,0000017	0,28	
BP 5	PA	-0,000236	0,0000696	-0,0000323	0,0000080	0,30	0,26
	PB	-0,000528	0,0000514	-0,0000316	0,0000015	0,22	
BP 6	PA	-0,000247	0,0000440	-0,0000222	0,0000085	0,16	0,24
	PB	-0,000213	0,0000737	-0,0000151	0,0000119	0,31	
Média (MPa)							0,22
D. P. (MPa)							0,08
C. V. (%)							38,41

4. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO - MEIO BLOCO.

Tabela A - 9 – Módulo de deformação

Meio bloco	σ 30% (MPa)	σ 0,5MPa (MPa)	ε 30% (strain)	ε 0,5MPa (strain)	E_M (MPa)	f (MPa)
MB 1	3,68	0,50	0,009748	0,0012520	35560	11,2
MB 2	3,68	0,50	0,008764	0,0007154	26320	13,1
MB 3	5,24	0,50	0,016900	0,0004471	25920	17,9
MB 4	5,28	0,50	0,018240	0,0010230	26460	16,0
MB 5	5,24	0,50	0,025190	0,0013410	18970	15,9
MB 6	5,24	0,50	0,002236	-0,008000	31780	18,6
Média (MPa)					27502	15,4
D. P. (MPa)					5674,74	2,33
C. V. (%)					20,63	15,15
f_{bk} (MPa)					-	13,1

APÊNDICE B - Prismas

1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PRISMAS.

Tabela B - 1 – Série 1

Prisma	Área (cm ²)	Carga máx. (kgf)	f (MPa)
1.1	406,00	46505	11,5
1.2	406,00	40601	10,0
1.3	406,00	45678	11,3
1.4	406,00	39274	9,7
1.5	406,00	52836	13,0
1.6	406,00	23959	5,9
f_p (MPa)			10,2
D. P. (MPa)			2,42
C. V. (%)			23,73
f_{pk} (MPa)			8,6

Tabela B - 2 – Série 2

Prisma	Área (cm ²)	Carga máx. (kgf)	f (MPa)
2.1	406,00	56099	13,8
2.2	406,00	59240	14,6
2.3	406,00	30898	7,6
2.4	406,00	57267	14,1
2.5	406,00	60274	14,8
2.6	406,00	54759	13,5
f_p (MPa)			13,1
D. P. (MPa)			2,72
C. V. (%)			20,83
f_{pk} (MPa)			11,1

Tabela B - 3 – Série 3

Prisma	Área (cm ²)	Carga máx. (kgf)	f (MPa)
3.1	406,00	64681	15,9
3.2	406,00	65083	16,0
3.3	406,00	66459	16,4
3.4	406,00	65935	16,2
3.5	406,00	62174	15,3
3.6	406,00	61394	15,1
f_p (MPa)			15,8
D. P. (MPa)			0,51
C. V. (%)			3,19
f_{pk} (MPa)			13,5

Tabela B - 4 – Série 4

Prisma	Área (cm ²)	Carga máx. (kgf)	f (MPa)
4.1	406,00	46798	11,5
4.2	406,00	42524	10,5
4.3	406,00	41222	10,2
4.4	406,00	43060	10,6
4.5	406,00	42817	10,5
4.6	406,00	42671	10,5
f_p (MPa)			10,6
D. P. (MPa)			0,46
C. V. (%)			4,36
f_{pk} (MPa)			9,0

Tabela B - 5 – Série 5

Prisma	Área (cm²)	Carga máx. (kgf)	f' (MPa)
5.1	406,00	53506	13,2
5.2	406,00	36936	9,1
5.3	406,00	59227	14,6
5.4	406,00	65875	16,2
5.5	406,00	59008	14,5
5.6	406,00	59946	14,8
f_p (MPa)			13,7
D. P. (MPa)			2,47
C. V. (%)			17,97
f_{pk} (MPa)			11,7

2. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E COEFICIENTE DE POISSON DE PRISMAS.

Tabela B - 6 – Módulo de deformação

Prisma	Trans. de desl.	$\sigma_{30\%}$ (MPa)	$\sigma_{0,5MPa}$ (MPa)	$\varepsilon_{30\%}$ (strain)	$\varepsilon_{0,5MPa}$ (strain)	E (MPa)	E_M (MPa)
Prisma 1	E _A	3,96	0,67	0,0004165	0,0000758	9657	9276
	E _B			0,0003774	0,0000756	8896	
Prisma 2	E _A	2,73	0,46	0,0003022	0,0000741	9952	10222
	E _B			0,0002874	0,0000710	10491	
Prisma 3	E _A	4,38	0,73	0,0004591	0,0000734	9466	9856
	E _B			0,0004281	0,0000718	10246	
Prisma 4	E _A	4,86	0,81	0,0004792	0,0000737	9988	10140
	E _B			0,0004666	0,0000731	10292	
Prisma 5	E _A	4,35	0,72	0,0004305	0,0000721	10126	9979
	E _B			0,0004401	0,0000709	9832	
Prisma 6	E _A	4,44	0,74	0,0004265	0,0000764	10571	10576
	E _B			0,0004141	0,0000644	10582	
Média (MPa)							10008
D. P. (MPa)							434,83
C. V. (%)							4,34

Tabela B - 7 – Coeficiente de Poisson

Prisma	Ext.	ε_x 30% (strain)	ε_y 30% (strain)	ε_x 5% (strain)	ε_y 5% (strain)	P	P_{med}
Prisma 1	P_{AI}	-0,0004165	0,0000701	-0,00007580	0,0000120	0,17	0,16
	P_{AS}		0,0000642		0,0000125	0,15	
	P_{BI}	-0,0003774	0,0000718	-0,00000756	0,0000148	0,15	0,14
	P_{BS}		0,0000624		0,0000122	0,14	
Prisma 2	P_{AI}	-0,0003022	0,0000570	-0,00007411	0,0000139	0,19	0,17
	P_{AS}		0,0000486		0,0000121	0,16	
	P_{BI}	-0,0002874	0,0000528	-0,00007102	0,0000130	0,18	0,18
	P_{BS}		0,0000509		0,0000126	0,18	
Prisma 3	P_{AI}	-0,0004591	0,0000902	-0,00007349	0,0000140	0,20	0,18
	P_{AS}		0,0000777		0,0000131	0,17	
	P_{BI}	-0,0004281	0,0000813	-0,00007186	0,0000136	0,19	0,20
	P_{BS}		0,0000897		0,0000149	0,21	
Prisma 4	P_{AI}	-0,0004792	0,0000827	-0,00007370	0,0000140	0,17	0,17
	P_{AS}		0,0000809		0,0000131	0,17	
	P_{BI}	-0,0004666	0,0000727	-0,00007314	0,0000136	0,15	0,16
	P_{BS}		0,0000779		0,0000149	0,16	
Prisma 5	P_{AI}	-0,0004305	0,0000774	-0,00007206	0,0000129	0,18	0,18
	P_{AS}		0,0000787		0,0000139	0,18	
	P_{BI}	-0,0004402	0,0000770	-0,00007098	0,0000162	0,16	0,17
	P_{BS}		0,0000807		0,0000135	0,18	
Prisma 6	P_{AI}	-0,0004265	0,0000662	-0,00007647	0,0000122	0,15	0,16
	P_{AS}		0,0000700		0,0000124	0,16	
	P_{BI}	-0,0004141	0,0000738	-0,00006444	0,0000100	0,18	0,18
	P_{BS}		0,0000768		0,0000134	0,18	
Média							0,17
D. P.							0,02
C. V. (%)							8,96

APÊNDICE C - Argamassa

1. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO ESTÁTICO E DINÂMICO – ARG70 (Traço 2)

Tabela C - 1 – Módulo de deformação dinâmico

Argamassa	Velocidade (km/s)	Massa específica (kg/m³)	E_{din} (MPa)
1	2,15	1944,7	8090
2	2,10	1935,6	7685
3	2,19	1919,9	8251
4	2,16	1910,3	7999
5	2,08	1917,1	7470
6	2,17	1924,7	8128
Valor médio (MPa)		1925,4	7938
Desv. padrão (MPa)		12,67	298,1
Coef. variação (%)		0,66	3,76

1- Coeficiente de Poisson adotado como 0,2.

Tabela C - 2 – Módulo de deformação estático

Argamassa	Resistência (MPa)	E_{est} (MPa)
1	11,80	10030
2	11,05	8840
3	10,90	8980
4	11,55	9330
5	11,20	9270
6	11,38	9310
Valor médio (MPa)		11,31
Desv. padrão (MPa)		0,33
Coef. variação (%)		2,93

2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA EM CORPO DE PROVA PRISMÁTICO DE ARGAMASSA - DOSAGEM.

Tabela C - 3 – Resistência à tração na flexão (Traço 1)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	7	56	1,3			
2	7	57	1,3	1,3	0,02	1,75
3	7	58	1,4			
4	14	71	1,7			
5	14	74	1,7	1,7	0,05	2,84
6	14	75	1,8			

Tabela C - 4 – Resistência à compressão (Traço 1)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1.1		695	4,3			
1.2		707	4,4			
2.1	7	702	4,4			
2.2	7	591	3,7	4,1	0,29	7,14
3.1		630	3,9			
3.2		643	4,0			
4.1		846	5,3			
4.2		841	5,3			
5.1	14	843	5,3			
5.2	14	784	4,9	5,1	0,17	3,29
6.1		797	5,0			
6.2		807	5,0			

Tabela C - 5 – Resistência à tração na flexão (Traço 2)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	7	114	2,7			
2	7	116	2,7	2,6	0,14	5,25
3	7	105	2,5			
4	14	131	3,1			
5	14	146	3,4	3,2	0,18	5,55
6	14	136	3,2			

Tabela C - 6 – Resistência à compressão (Traço 2)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1.1		1892	11,8			
1.2		1853	11,6			
2.1	7	1710	10,7	11,3	0,44	3,91
2.2	7	1830	11,4			
3.1		1851	11,6			
3.2		1743	10,9			
4.1		2213	13,8			
4.2		2239	14,0			
5.1	14	2325	14,5	13,8	1,09	7,91
5.2	14	2436	15,2			
6.1		1940	12,1			
6.2		2090	13,1			

Tabela C - 7 – Resistência à tração na flexão (Traço 3)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	7	125	2,9			
2	7	132	3,1	3,0	0,13	4,42
3	7	121	2,8			
4	14	170	4,0			
5	14	175	4,1	4,0	0,08	2,11
6	14	168	3,9			

Tabela C - 8 – Resistência à compressão (Traço 3)

CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1.1		2532	15,8			
1.2		2705	16,9			
2.1	7	2563	16,0	15,1	1,73	11,44
2.2	7	1952	12,2			
3.1		2227	13,9			
3.2		2532	15,8			
4.1		2595	16,2			
4.2		2537	15,9			
5.1	14	2464	15,4	15,9	0,60	3,78
5.2	14	2430	15,2			
6.1		2590	16,2			
6.2		2695	16,8			

3. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM CORPO DE PROVA PRISMÁTICO DE ARGAMASSA – PRISMAS (Série 1,2, 3, 4 e 5)

Tabela C - 9 – Resistência à tração na flexão

Traço	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	14	79	1,9	1,9	0,10	5,38
	2		86	2,0			
	3		78	1,8			
2	1	14	122	2,9	2,9	0,11	3,82
	2		120	2,8			
	3		129	3,0			
3	1	14	168	3,9	4,1	0,14	3,46
	2		180	4,2			
	3		175	4,1			
4	1	14	109	2,6	2,8	0,23	8,44
	2		129	3,0			
	3		118	2,8			
5	1	54	118	2,8	3,0	0,18	5,99
	2		133	3,1			
	3		127	3,0			

Tabela C - 10 – Resistência à compressão

Traço	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1.1	14	microscopia	-	6,7	0,08	1,25
	1.2		1085	6,8			
	1.3		1075	6,7			
	1.4		1069	6,7			
	1.5		1050	6,6			
	1.6		1061	6,6			
2	1.1	14	microscopia	-	11,7	0,17	1,46
	1.2		1843	11,5			
	1.3		1885	11,8			
	1.4		1863	11,6			
	1.5		1891	11,8			
	1.6		1915	12,0			
3	1.1	14	microscopia	-	16,7	0,17	0,99
	1.2		2635	16,5			
	1.3		2685	16,8			
	1.4		2706	16,9			
	1.5		2675	16,7			
	1.6		2690	16,8			
4	1.1	14	1845	11,5	11,6	0,20	1,72
	1.2		1869	11,7			
	1.3		1810	11,3			
	1.4		1835	11,5			
	1.5		1893	11,8			
	1.6		1847	11,5			
5	1.1	54	1945	12,2	12,1	0,19	1,55
	1.2		1926	12,0			
	1.3		1885	11,8			
	1.4		1910	11,9			
	1.5		1942	12,1			
	1.6		1963	12,3			

4. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM CORPO DE PROVA PRISMÁTICO DE ARGAMASSA – PAINEL DE ALVENARIA COM APOIO CENTRAL

Tabela C - 11 – Resistência à tração (Painel 1)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	54	108	2,5	2,6	0,13	4,93
	2		119	2,8			
	3		112	2,6			
2	1	54	120	2,8	2,8	0,11	3,85
	2		114	2,7			
	3		123	2,8			
3	1	54	108	2,5	2,7	0,22	8,03
	2		113	2,6			
	3		126	2,9			
Média (MPa)				2,7			
D. P. (MPa)				0,07			
C. V. (%)				2,59			

Tabela C - 12 – Resistência à compressão (Painel 1)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1.1	54	1911	11,9	12,1	0,08	0,65
	1.2		1929	12,1			
	1.3		1936	12,1			
	1.4		1947	12,2			
	1.5		1920	12,0			
	1.6		1932	12,1			
2	1.1	54	1943	12,1	12,1	0,10	0,83
	1.2		1931	12,1			
	1.3		1950	12,2			
	1.4		1937	12,1			
	1.5		1905	11,9			
	1.6		1923	12,0			
3	1.1	54	1905	11,9	12,1	0,11	0,88
	1.2		1932	12,1			
	1.3		1954	12,2			
	1.4		1932	12,1			
	1.5		1927	12,0			
	1.6		1946	12,2			
Média (MPa)				12,1			
D. P. (MPa)				0,10			
C. V. (%)				0,83			

Tabela C - 13 – Resistência à tração (Painel 2)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_i (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	61	111	2,6	2,6	0,19	7,24
	2		122	2,9			
	3		106	2,5			
2	1	61	125	2,9	2,8	0,13	4,68
	2		114	2,7			
	3		118	2,8			
3	1	61	108	2,5	2,5	0,11	4,16
	2		104	2,4			
	3		113	2,7			
Média (MPa)				2,7			
D. P. (MPa)				0,13			
C. V. (%)				4,71			

Tabela C - 14 – Resistência à compressão (Painel 2)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1.1	61	1907	11,9	12,0	0,66	0,49
	1.2		1921	12,0			
	1.3		1913	12,0			
	1.4		1930	12,1			
	1.5		1905	11,9			
	1.6		1912	12,0			
2	1.1	61	1937	12,1	12,0	0,07	0,62
	1.2		1944	12,2			
	1.3		1929	12,1			
	1.4		1917	12,0			
	1.5		1920	12,0			
	1.6		1914	12,0			
3	1.1	61	1903	11,9	12,0	0,10	0,81
	1.2		1909	11,9			
	1.3		1934	12,1			
	1.4		1934	12,1			
	1.5		1917	12,0			
	1.6		1898	11,9			
Média (MPa)				12,0			
D. P. (MPa)				0,09			
C. V. (%)				0,71			

Tabela C - 15 – Resistência à tração (Painel 3)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	63	108	2,5	2,6	0,13	4,93
	2		119	2,8			
	3		112	2,6			
2	1	63	120	2,8	2,8	0,11	3,85
	2		114	2,7			
	3		123	2,9			
3	1	63	108	2,5	2,7	0,22	8,03
	2		113	2,6			
	3		126	2,9			
Média (MPa)				2,7			
D. P. (MPa)				0,07			
C. V. (%)				2,59			

Tabela C - 16 – Resistência à compressão (Painel 3)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1.1	63	1895	11,8	11,9	0,07	0,58
	1.2		1898	11,9			
	1.3		1905	11,9			
	1.4		1917	12,0			
	1.5		1924	12,0			
	1.6		1906	11,9			
2	1.1	63	1924	12,0	12,0	0,06	0,52
	1.2		1915	12,0			
	1.3		1903	11,9			
	1.4		1911	11,9			
	1.5		1931	12,1			
	1.6		1914	12,0			
3	1.1	63	1894	11,8	12,0	0,10	0,83
	1.2		1902	11,9			
	1.3		1906	11,9			
	1.4		1920	12,0			
	1.5		1935	12,1			
	1.6		1927	12,0			
Média (MPa)				12,0			
D. P. (MPa)				0,08			
C. V. (%)				0,64			

5. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM CORPO DE PROVA PRISMÁTICO DE ARGAMASSA – PAINEL DE ALVENARIA SEM APOIO CENTRAL

Tabela C - 17 – Resistência à tração (Painel 4)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_t (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	51	105	2,5	2,7	0,19	7,12
	2		120	2,8			
	3		118	2,7			
2	1	51	113	2,7	2,7	0,12	4,23
	2		121	2,8			
	3		112	2,6			
3	1	51	106	2,5	2,6	0,08	3,21
	2		109	2,6			
	3		113	2,7			
Média (MPa)				2,7			
D. P. (MPa)				0,08			
C. V. (%)				2,84			

Tabela C - 18 – Resistência à compressão (Painel 4)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C.V. (%)
1	1.1	51	1921	12,0	12,1	0,18	1,52
	1.2		1905	11,9			
	1.3		1972	12,3			
	1.4		1965	12,3			
	1.5		1917	12,0			
	1.6		1908	11,9			
2	1.1	51	1930	12,1	12,1	0,07	0,57
	1.2		1924	12,0			
	1.3		1950	12,2			
	1.4		1942	12,1			
	1.5		1934	12,1			
	1.6		1921	12,0			
3	1.1	51	1906	11,9	12,0	0,09	0,74
	1.2		1895	11,8			
	1.3		1903	11,9			
	1.4		1912	12,0			
	1.5		1932	12,1			
	1.6		1926	12,0			
Média (MPa)				12,0			
D. P. (MPa)				0,11			
C. V. (%)				0,94			

Tabela C - 19 – Resistência à tração (Painel 5)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_i (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	56	120	2,8	2,8	0,06	2,09
	2		118	2,7			
	3		123	2,8			
2	1	56	109	2,6	2,7	0,11	4,06
	2		112	2,6			
	3		118	2,8			
3	1	56	115	2,7	2,6	0,09	3,65
	2		107	2,5			
	3		110	2,6			
Média (MPa)				2,7			
D. P. (MPa)				0,12			
C. V. (%)				4,40			

Tabela C - 20 – Resistência à compressão (Painel 5)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f' (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1.1	56	1945	12,2	12,1	0,07	0,55
	1.2		1937	12,1			
	1.3		1923	12,0			
	1.4		1917	12,0			
	1.5		1922	12,0			
	1.6		1926	12,0			
2	1.1	56	1905	11,9	11,9	0,07	0,60
	1.2		1891	11,8			
	1.3		1903	11,9			
	1.4		1911	11,9			
	1.5		1924	12,0			
	1.6		1916	12,0			
3	1.1	56	1928	12,1	11,9	0,10	0,86
	1.2		1921	12,0			
	1.3		1892	11,8			
	1.4		1900	11,9			
	1.5		1895	11,8			
	1.6		1889	11,8			
Média (MPa)				12,0			
D. P. (MPa)				0,08			
C. V. (%)				0,67			

Tabela C - 21 – Resistência à tração (Painel 6)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_i (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)
1	1	59	119	2,8	2,8	0,12	4,25
	2		113	2,7			
	3		123	2,9			
2	1	59	125	2,9	2,8	0,11	3,81
	2		116	2,7			
	3		119	2,8			
3	1	59	116	2,7	2,7	0,09	3,45
	2		112	2,6			
	3		120	2,8			
Média (MPa)				2,8			
D. P. (MPa)				0,05			
C. V. (%)				1,70			

Tabela C - 22 – Resistência à compressão (Painel 6)

Trecho	CP's	Idade (dias)	Carga (kgf)	f (MPa)	f_c (MPa)	D. P. (MPa)	C.V. (%)
1	1.1	59	1906	11,9	11,9	0,07	0,63
	1.2		1921	12,0			
	1.3		1924	12,0			
	1.4		1905	11,9			
	1.5		1892	11,8			
	1.6		1903	11,9			
2	1.1	59	1932	12,1	12,0	0,08	0,63
	1.2		1924	12,0			
	1.3		1917	12,0			
	1.4		1913	12,0			
	1.5		1910	11,9			
	1.6		1897	11,9			
3	1.1	59	1932	12,1	12,0	0,08	0,68
	1.2		1945	12,2			
	1.3		1908	11,9			
	1.4		1915	12,0			
	1.5		1923	12,0			
	1.6		1927	12,0			
Média (MPa)				12,0			
D. P. (MPa)				0,08			
C. V. (%)				0,64			

APÊNDICE D – Painéis

1. CARGA MÁXIMA E DEFORMAÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAL

Tabela D - 1 – Carga de primeira fissura e carga máxima (Painel com apoio central)

Ensaio		Carga de primeira fissura (kgf)	Carga máxima (kgf)
Painel com apoio central	1	64248	87946
	2	72825	129460
	3	70300	95273
	Média (kgf)	69724	104226
	D. P. (kgf)	4407,7	22157,9
	C. V. (%)	6,38	21,26

Tabela D - 2 – Média das deformações (Painel 1)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)				DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda		
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000		
5000	Superior	0,000052	0,000029	0,000000	0,000058	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000105	0,000068	0,000135	0,000000		
10000	Superior	0,000251	0,000087	0,000058	0,000116	0,000055	0,000044
	Inferior	0,000214	0,000096	0,000135	0,000056		
15000	Superior	0,000447	0,000117	0,000117	0,000116	0,000102	0,000082
	Inferior	0,000289	0,000163	0,000270	0,000056		
20000	Superior	0,000506	0,000146	0,000117	0,000175	0,000157	0,000146
	Inferior	0,000394	0,000229	0,000295	0,000163		
25000	Superior	0,000646	0,000175	0,000175	0,000175	0,000204	0,000204
	Inferior	0,000613	0,000344	0,000362	0,000327		
30000	Superior	0,000843	0,000204	0,000175	0,000233	0,000242	0,000256
	Inferior	0,000718	0,000400	0,000474	0,000327		
35000	Superior	0,001042	0,000262	0,000234	0,000291	0,000302	0,000324
	Inferior	0,000793	0,000400	0,000474	0,000327		
40000	Superior	0,001101	0,000292	0,000292	0,000291	0,000353	0,000385
	Inferior	0,000881	0,000549	0,000609	0,000490		
45000	Superior	0,001386	0,000350	0,000351	0,000349	0,000417	0,000457
	Inferior	0,001019	0,000603	0,000609	0,000597		
50000	Superior	0,001548	0,000379	0,000351	0,000407	0,000451	0,000505
	Inferior	0,001019	0,000699	0,000744	0,000653		
55000	Superior	0,001686	0,000408	0,000409	0,000407	0,000476	0,000580
	Inferior	0,001128	0,000699	0,000744	0,000653		
60000	Superior	0,001885	0,000466	0,000467	0,000465	0,000510	0,000635
	Inferior	0,001266	0,000820	0,000879	0,000760		
65000	Superior	0,002171	0,000525	0,000526	0,000524	0,000532	0,000681
	Inferior	0,001376	0,000936	0,000948	0,000923		
70000	Superior	0,002391	0,000525	0,000526	0,000524	0,000553	0,000726
	Inferior	0,001464	0,000969	0,001015	0,000923		
75000	Superior	0,002729	0,000553	0,000526	0,000581	0,000634	0,000895
	Inferior	0,001648	0,001057	0,001083	0,001030		
80000	Superior	0,002979	0,000583	0,000526	0,000640	0,000685	0,000704
	Inferior	0,002974	0,000929	0,001218	0,000640		
85000	Superior	0,003141	0,000583	0,000526	0,000640	0,000702	0,000625
	Inferior	0,001833	0,000929	0,001218	0,000640		

Tabela D - 3 – Média das deformações (Painel 2)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)					
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda	DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5000	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000085
	Inferior	0,000079	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000085
10000	Superior	0,000110	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000138
	Inferior	0,000094	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000138
15000	Superior	0,000344	0,000029	0,000000	0,000059	0,000152	0,000177
	Inferior	0,000220	0,000161	0,000158	0,000163	0,000152	0,000177
20000	Superior	0,000454	0,000117	0,000117	0,000116	0,000190	0,000215
	Inferior	0,000220	0,000161	0,000158	0,000163	0,000190	0,000215
25000	Superior	0,000651	0,000117	0,000117	0,000116	0,000228	0,000269
	Inferior	0,000220	0,000189	0,000158	0,000220	0,000228	0,000269
30000	Superior	0,000850	0,000175	0,000175	0,000175	0,000304	0,000323
	Inferior	0,000331	0,000228	0,000236	0,000220	0,000304	0,000323
35000	Superior	0,001047	0,000175	0,000175	0,000175	0,000425	0,000407
	Inferior	0,000331	0,000256	0,000236	0,000276	0,000425	0,000407
40000	Superior	0,001157	0,000262	0,000234	0,000291	0,000478	0,000507
	Inferior	0,000453	0,000309	0,000236	0,000383	0,000478	0,000507
45000	Superior	0,001302	0,000292	0,000292	0,000291	0,000547	0,000630
	Inferior	0,000610	0,000377	0,000315	0,000439	0,000547	0,000630
50000	Superior	0,001501	0,000350	0,000292	0,000407	0,000607	0,000738
	Inferior	0,000736	0,000445	0,000394	0,000496	0,000607	0,000738
55000	Superior	0,001698	0,000379	0,000351	0,000407	0,000638	0,000830
	Inferior	0,000799	0,000538	0,000473	0,000603	0,000638	0,000830
60000	Superior	0,001984	0,000466	0,000409	0,000524	0,000774	0,000938
	Inferior	0,000922	0,000605	0,000551	0,000659	0,000774	0,000938
65000	Superior	0,002094	0,000496	0,000467	0,000524	0,000774	0,001007
	Inferior	0,001016	0,000605	0,000551	0,000659	0,000774	0,001007
70000	Superior	0,002379	0,000525	0,000467	0,000582	0,000866	0,001084
	Inferior	0,001186	0,000645	0,000631	0,000659	0,000866	0,001084
75000	Superior	0,003232	0,000760	0,000880	0,000640	0,001093	0,000984
	Inferior	0,001748	0,000734	0,000646	0,000822	0,001093	0,000984
80000	Superior	0,003459	0,000906	0,001114	0,000699	0,001093	0,000776
	Inferior	0,002063	0,000763	0,000646	0,000879	0,001093	0,000776

Tabela D - 4 – Média das deformações (Painel 3)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)					
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda	DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5000	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000027	0,000031
	Inferior	0,000076	0,000000	0,000000	0,000000	0,000027	0,000031
10000	Superior	0,000110	0,000000	0,000000	0,000000	0,000030	0,000040
	Inferior	0,000210	0,000068	0,000069	0,000068	0,000030	0,000040
15000	Superior	0,000250	0,000059	0,000000	0,000117	0,000049	0,000081
	Inferior	0,000286	0,000068	0,000069	0,000068	0,000049	0,000081
20000	Superior	0,000360	0,000059	0,000000	0,000117	0,000153	0,000190
	Inferior	0,000286	0,000170	0,000204	0,000135	0,000153	0,000190
25000	Superior	0,000558	0,000117	0,000118	0,000117	0,000218	0,000271
	Inferior	0,000368	0,000234	0,000204	0,000264	0,000218	0,000271
30000	Superior	0,000757	0,000176	0,000118	0,000235	0,000262	0,000325
	Inferior	0,000420	0,000335	0,000339	0,000331	0,000262	0,000325
35000	Superior	0,000902	0,000176	0,000118	0,000235	0,000349	0,000434
	Inferior	0,000591	0,000335	0,000339	0,000331	0,000349	0,000434
40000	Superior	0,001100	0,000176	0,000118	0,000235	0,000425	0,000529
	Inferior	0,000725	0,000467	0,000408	0,000527	0,000425	0,000529
45000	Superior	0,001297	0,000235	0,000235	0,000235	0,000469	0,000583
	Inferior	0,000801	0,000501	0,000475	0,000527	0,000469	0,000583
50000	Superior	0,001582	0,000293	0,000235	0,000350	0,000638	0,000732
	Inferior	0,000936	0,000569	0,000543	0,000595	0,000638	0,000732
55000	Superior	0,001781	0,000351	0,000235	0,000467	0,000670	0,000769
	Inferior	0,001106	0,000636	0,000610	0,000663	0,000670	0,000769
60000	Superior	0,002117	0,000351	0,000235	0,000467	0,000677	0,000721
	Inferior	0,001240	0,000738	0,000745	0,000730	0,000677	0,000721
65000	Superior	0,002402	0,000351	0,000235	0,000467	0,000676	0,000631
	Inferior	0,001440	0,000836	0,000813	0,000859	0,000676	0,000631
70000	Superior	0,002606	0,000468	0,000235	0,000700	0,000801	0,000569
	Inferior	0,001455	0,000971	0,001084	0,000859	0,000801	0,000569

Gráfico D - 1 – Leitura das deformações (Painel 1 – com apoio central)

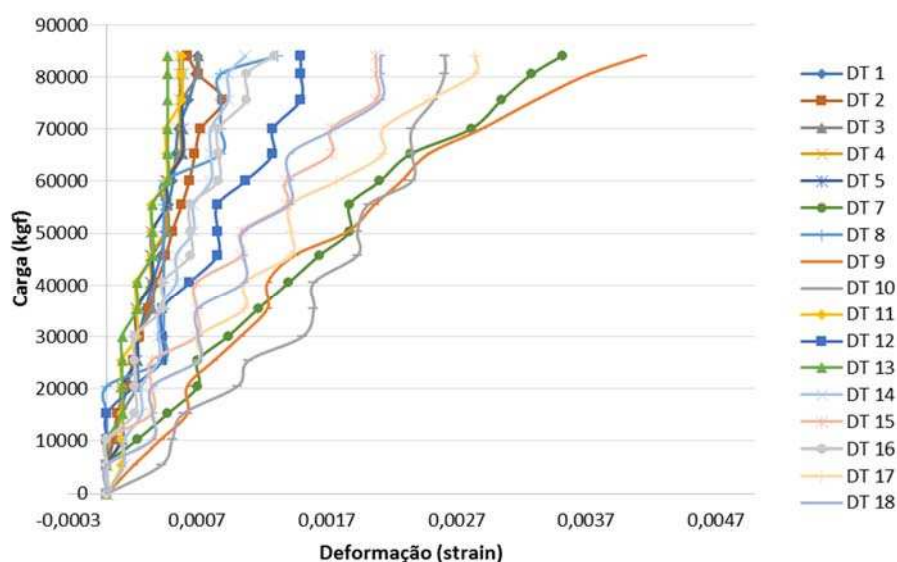


Gráfico D - 2 – Leitura das deformações (Painel 2 – com apoio central)

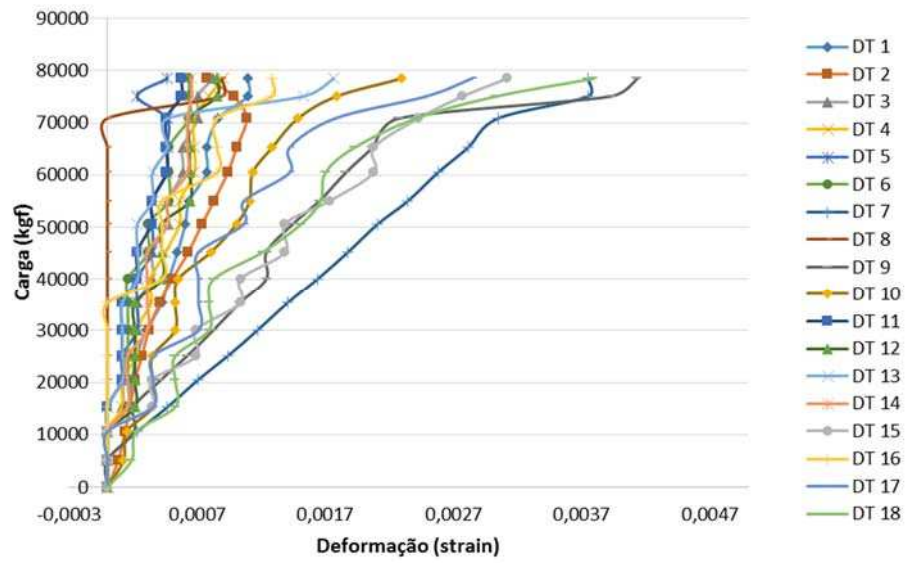


Gráfico D - 3 – Leitura das deformações (Painel 3 – com apoio central)

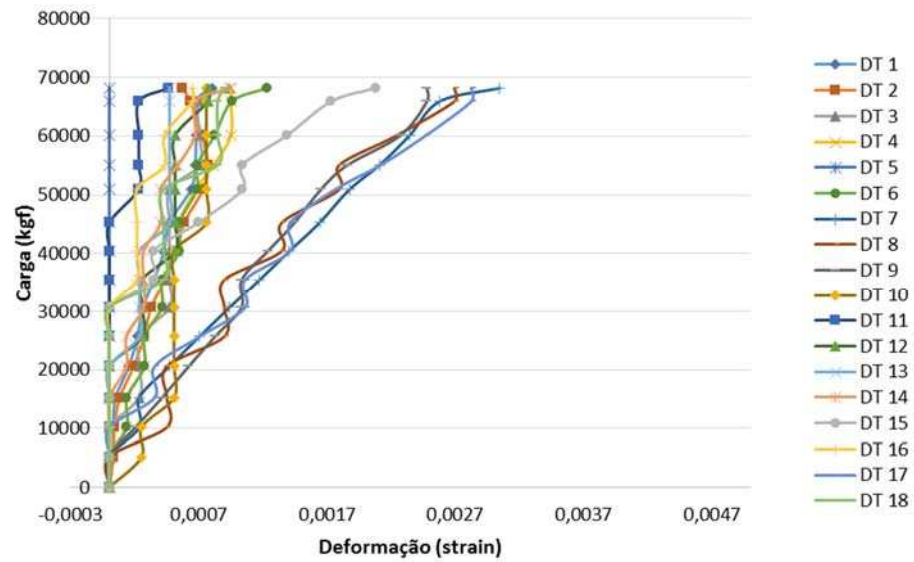


Tabela D - 5 – Carga de primeira fissura e carga máxima (Painel sem apoio central)

Ensaio		Carga de primeira fissura (kgf)	Carga máxima (kgf)
Painel com apoio central	4	54582	70461
	5	47816	59377
	6	62110	67324
	Média (kgf)	58169	65720
	D. P. (kgf)	9051,1	5713,3
	C. V. (%)	15,56	8,69

Tabela D - 6 – Média das deformações (Painel 4)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)					
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda	DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000		
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5000	Superior	0,000116	0,000058	0,000116	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000208	0,000056	0,000000	0,000013		
10000	Superior	0,000116	0,000058	0,000116	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000319	0,000284	0,000231	0,000338		
15000	Superior	0,000320	0,000233	0,000232	0,000235	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000319	0,000341	0,000344	0,000338		
20000	Superior	0,000524	0,000233	0,000232	0,000235	0,000039	0,000023
	Inferior	0,000654	0,000512	0,000461	0,000563		
25000	Superior	0,000640	0,000291	0,000348	0,000235	0,000090	0,000110
	Inferior	0,000766	0,000625	0,000575	0,000676		
30000	Superior	0,000931	0,000408	0,000463	0,000352	0,000184	0,000152
	Inferior	0,000878	0,000682	0,000689	0,000676		
35000	Superior	0,001252	0,000525	0,000579	0,000470	0,000291	0,000249
	Inferior	0,001308	0,000910	0,000919	0,000901		
40000	Superior	0,001513	0,000641	0,000695	0,000587	0,000449	0,000456
	Inferior	0,001506	0,001080	0,001033	0,001126		
45000	Superior	0,001776	0,000699	0,000811	0,000587	0,000610	0,000461
	Inferior	0,001618	0,001195	0,001150	0,001239		
50000	Superior	0,002183	0,000817	0,000811	0,000822	0,000800	0,000803
	Inferior	0,001730	0,001364	0,001264	0,001464		
55000	Superior	0,002591	0,000932	0,001043	0,000822	0,000984	0,001074
	Inferior	0,001841	0,001477	0,001378	0,001577		
60000	Superior	0,003028	0,000932	0,001043	0,000822	0,001267	0,001436
	Inferior	0,002150	0,001649	0,001608	0,001689		
65000	Superior	0,003959	0,001050	0,001043	0,001057	0,001467	0,001636
	Inferior	0,002262	0,001705	0,001608	0,001802		
70000	Superior	0,004308	0,001167	0,001043	0,001292	0,001567	0,001836
	Inferior	0,002349	0,001820	0,001839	0,001802		

Tabela D - 7 – Média das deformações (Painel 5)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)					
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda	DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5000	Superior	0,000055	0,000000	0,000000	0,000000	0,000041	0,000049
	Inferior	0,000065	0,000000	0,000000	0,000000	0,000041	0,000049
10000	Superior	0,000294	0,000000	0,000000	0,000000	0,000068	0,000134
	Inferior	0,000394	0,000000	0,000000	0,000000	0,000068	0,000134
15000	Superior	0,000572	0,000059	0,000000	0,000118	0,000164	0,000195
	Inferior	0,000516	0,000240	0,000291	0,000190	0,000164	0,000195
20000	Superior	0,000866	0,000204	0,000173	0,000235	0,000273	0,000268
	Inferior	0,000749	0,000240	0,000291	0,000190	0,000273	0,000268
25000	Superior	0,001183	0,000262	0,000289	0,000235	0,000396	0,000366
	Inferior	0,000879	0,000482	0,000582	0,000381	0,000396	0,000366
30000	Superior	0,001528	0,000466	0,000462	0,000470	0,000533	0,00500
	Inferior	0,001120	0,000635	0,000696	0,000573	0,000533	0,00500
35000	Superior	0,002099	0,000466	0,000462	0,000470	0,000711	0,000671
	Inferior	0,001374	0,000875	0,000987	0,000763	0,000711	0,000671
40000	Superior	0,002503	0,000728	0,000752	0,000705	0,000861	0,000903
	Inferior	0,001630	0,001211	0,001279	0,001144	0,000861	0,000903
45000	Superior	0,003281	0,000815	0,000925	0,000705	0,001121	0,001367
	Inferior	0,002143	0,001453	0,001570	0,001336	0,001121	0,001367

Tabela D - 8 – Média das deformações (Painel 6)

Carga (kgf)	Nível	Deformação (strain)					
		Média na alma	Média na aba	Média aba direita	Média aba esquerda	DT 1 (direita)	DT 2 (esquerda)
0	Superior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5000	Superior	0,000081	0,000000	0,000000	0,000000	0,000028	-0,000010
	Inferior	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000028	-0,000010
10000	Superior	0,000244	0,000180	0,000232	0,000129	0,000138	0,000100
	Inferior	0,000192	0,000056	0,000000	0,000112	0,000138	0,000100
15000	Superior	0,000529	0,000184	0,000232	0,000136	0,000236	0,000340
	Inferior	0,000496	0,000228	0,000231	0,000225	0,000236	0,000340
20000	Superior	0,000691	0,000307	0,000348	0,000266	0,000324	0,000460
	Inferior	0,000725	0,000340	0,000231	0,000450	0,000324	0,000460
25000	Superior	0,000895	0,000371	0,000348	0,000394	0,000439	0,000560
	Inferior	0,000761	0,000456	0,000461	0,000450	0,000439	0,000560
30000	Superior	0,001180	0,000523	0,000614	0,000431	0,000533	0,000640
	Inferior	0,000987	0,000569	0,000575	0,000563	0,000533	0,000640
35000	Superior	0,001670	0,000579	0,000695	0,000462	0,000590	0,000740
	Inferior	0,001053	0,000797	0,000806	0,000788	0,000590	0,000740
40000	Superior	0,002158	0,000729	0,000776	0,000681	0,000721	0,000775
	Inferior	0,001476	0,000944	0,000919	0,000968	0,000721	0,000775
45000	Superior	0,002484	0,000824	0,000840	0,000808	0,000871	0,000858
	Inferior	0,001894	0,001082	0,001150	0,001013	0,000871	0,000858

Gráfico D - 4 – Leitura das deformações (Painel 4 – sem apoio central)

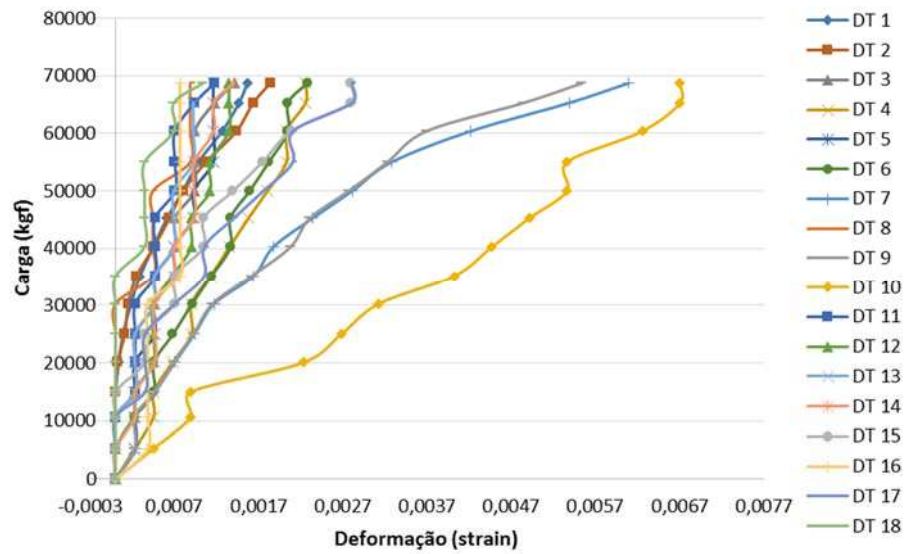


Gráfico D - 5 – Leitura das deformações (Painel 5 – sem apoio central)

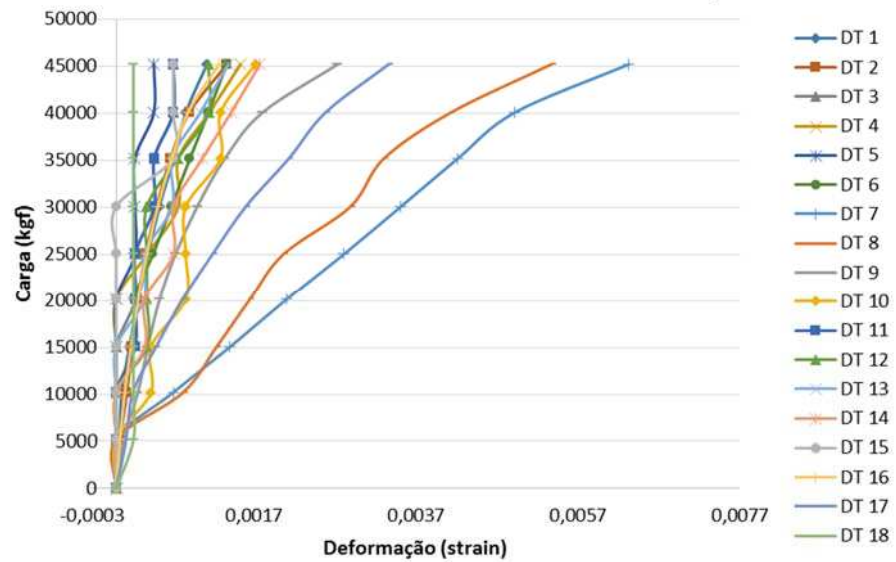


Gráfico D - 6 – Leitura das deformações (Painel 6 – sem apoio central)

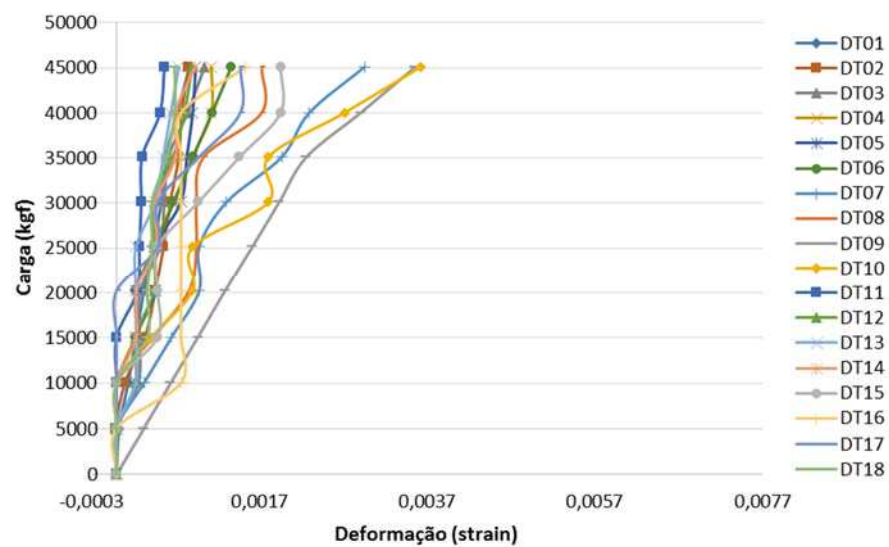


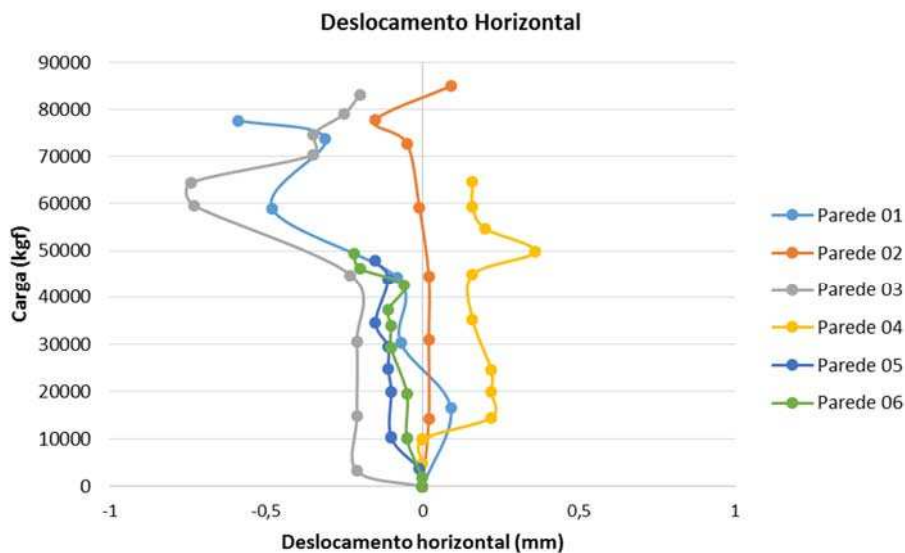
Tabela D - 9 – Deslocamento horizontal – Painéis com apoio central

Parede 1		Parede 2		Parede 3	
Carga (kgf)	Deformação (mm)	Carga (kgf)	Deformação (mm)	Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
16509	0,09	14239	0,02	3314	-0,21
30349	-0,07	30910	0,02	14799	-0,21
44204	-0,08	44549	0,02	30563	-0,21
58900	-0,48	59180	-0,01	44828	-0,23
73827	-0,31	72825	-0,05	59639	-0,73
77702	-0,59	77719	-0,15	64483	-0,74
-	-	85020	0,09	70346	-0,35
-	-	-	-	74730	-0,35
-	-	-	-	79114	-0,25
-	-	-	-	83203	-0,20

Tabela D - 10 – Deslocamento horizontal – Painéis sem apoio central

Parede 1		Parede 2		Parede 3	
Carga (kgf)	Deformação (mm)	Carga (kgf)	Deformação (mm)	Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
4806	0,00	3695	-0,01	1800	0,00
9855	0,00	10291	-0,10	10157	-0,05
14498	0,22	19945	-0,10	19570	-0,05
19930	0,22	24860	-0,11	29176	-0,10
24536	0,22	29540	-0,11	33833	-0,10
35269	0,16	34610	-0,15	37291	-0,11
44943	0,16	43876	-0,15	42693	-0,06
49820	0,36	47816	-0,11	46207	-0,20
54746	0,20	-	-	49426	-0,22
59280	0,16	-	-	-	-
64582	0,16	-	-	-	-

Gráfico D - 7 – Leitura das deformações horizontais



APÊNDICE E – Análise Estatística

No capítulo 4 foram mostrados os resultados experimentais da presente pesquisa e as análises realizadas. Com o intuito de avaliar as diferenças dos valores de resistência à compressão observado nos prismas e painéis são empregados testes estatísticos, que permitem avaliar se os valores encontrados são estatisticamente iguais ou diferentes, a um determinado nível de significância.

Serão empregados os seguintes testes: o teste F , para a análise da homogeneidade das variâncias, ou seja, conhecer se as variâncias das amostras diferem ou não, e a seguir é feito o teste T (*comparação múltiplas*), visando verificar se as médias das amostras são ou não diferentes. Os resultados foram considerados delineamento inteiramente casualizado (DIC), na qual pressupõe que as unidades experimentais estão sob condições homogêneas, dado as mesmas condições de ensaios e laboratórios.

Assim, para realização dos testes estatísticos estabeleceu uma hipótese nula: a igualdade entre as médias ou entre as variâncias dos conjuntos de dados, e em seguida, estabeleceu o nível de significância do teste utilizado, chamado valor alfa ($\alpha=5\%$).

Fixado o nível de significância do teste, é possível determinar o valor crítico, que é um valor lido na distribuição estatística considerada. Esse valor separa a região crítica (de rejeição) da região de aceitação. Os valores críticos de referência contam em tabelas apropriadas a cada teste. Essas tabelas geralmente associam dois parâmetros que permitem localizar o valor crítico tabelado, considerando-se o nível de significância e o número de graus de liberdade das amostras comparadas. Se o valor da análise estatística estiver na região crítica, deve-se rejeitar a hipótese nula, caso contrário, aceitá-la.

A tabela do “teste F ” fornece um valor obtido da distribuição F de probabilidades, a partir do qual será tomada a decisão de aceitar ou rejeitar a hipótese nula. A tomada de decisão é feita após comparar o F calculado (F_{calc}) com o F tabelado (F_{tab}) correspondente ao nível de significância alfa adotado, sendo $F_{calc} < F_{tab}$, a condição que deve ser satisfeita para aceitação da hipótese de igualdade das variâncias das duas amostras.

O “teste T ” é um teste de hipótese que avalia a igualdade das médias de cada amostra. No caso de se comparar duas amostras, a hipótese nula é aquela em que a diferença das médias é zero, isto é, não há diferenças entre os grupos. Na tabela fornecida pelo “teste T ” deve ser observado o valor de P que mostra se há diferença significativa entre as duas amostras se $P < \alpha$, ou se não há diferença significativamente entre as duas amostras se $P > \alpha$.

1. PRISMAS

Para os prismas, foi avaliado o efeito da resistência da argamassa nas séries 1, 2, 3. Nas séries 2 e 4 foi avaliado o tipo de argamassamento e por fim foi feita uma comparação entre as séries 2 (ensaiada com 14 dias) e 5 (ensaiada com 57 dias), com o mesmo traço, e avaliar o efeito do tempo de cura da argamassa. Na Tabela E - 1 é mostrado os resultados de resistência à compressão dos prismas, na Tabela E - 2 é apresentado o teste F.

Tabela E - 1 – Resultados prismas

Repetições	Tratamentos				
	Série 1 ₁	Série 2 ₂	Série 3 ₃	Série 4 ₄	Série 5 ₅
1	11,5	13,8	15,9	11,5	13,2
2	10,0	14,6	16,0	10,5	9,1
3	11,3	7,6	16,4	10,2	14,6
4	9,7	14,1	16,2	10,6	16,2
5	13,0	14,8	15,3	10,5	14,5
6	5,9	13,5	15,1	10,5	14,8
Média (m _i)	10,23	13,07	15,82	10,63	13,73

Hipóteses: $H_0: m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = m_5$, onde m corresponde a média de cada série
 H_a : há pelo menos um contraste diferente de zero

Tabela E - 2 – Teste F (Prismas)

Fonte de variação	Grau de liberdade	Soma de quadrados	Quadrado médio	F_{calc}	$F_{5\% (4,25)}$
Tratamento	4	127,63	31,91	8,04	2,76
Resíduo	25	99,16	3,97		
Total	29	226,79			

$P_{5\% (4,25)} = 0,00026$, $F_{calc} > F_{5\%}$, logo rejeita-se H_0 , ou seja há contraste diferente de zero, ou seja há pelo menos uma média diferente das demais. Aplica-se o teste T (comparações múltiplas) para quatro tipos de comparações.

1) Série 2 com série 1 – avaliar resistência do traço de argamassa

$$C_1 = 1 \times m_2 - 1m_1 - 0 \times m_3 - 0 \times m_4 - 0 \times m_5, \quad \therefore C_1 = 2,84$$

Hipóteses: $H_0: C = 0$
 $H_a: C > 0$ (t unilateral)

$$t_{cal} = \frac{C_i - C}{\sqrt{\frac{Q_{mRes}}{k} \times \sum a_i^2}} \rightarrow t_{cal} = \frac{2,84 - 0}{\sqrt{\frac{3,97}{6} \times [1^2 + (-1)^2]}} \therefore t_{cal} = 2,46 \text{ e } t_{5\% (25)} = 1,71$$

$$P_{5\% (25)} = 0,010577$$

Como $t_{cal} > t_{5\% (25)}$, rejeita-se H_0 , ou seja o contraste é diferente de zero, assim a média da série 2 é estatisticamente, ao nível de 5% de significância, maior que a série 1.

2) Série 3 com série 2 e série 1 – avaliar a resistência do traço de argamassa

$$C_2 = 2 \times m_3 - 1m_1 - 1 \times m_2 - 0 \times m_4 - 0 \times m_5, \quad \therefore C_1 = 8,34$$

Hipóteses: $H_0 : C = 0$
 $H_a : C > 0$ (t unilateral)

$$t_{cal} = \frac{8,34 - 0}{\sqrt{\frac{3,97}{6} \times [1^2 + 2 \times (-1)^2]}} \quad \therefore t_{cal} = 5,92 \text{ e } t_{5\% (25)} = 1,71 \text{ e } P_{5\% (25)} = 0,00002$$

Como $t_{cal} > t_{5\% (25)}$, rejeita-se H_0 , ou seja o contraste é diferente de zero, assim a média da série 3 é estatisticamente, ao nível de 5% de significância, maior que a série 2 e série 1.

3) Série 5 com série 2 – avaliar o traço de argamassa e efeito do tempo de cura

Série 2 ensaiada com 14 dias e série 5 ensaiada com 57 dias.

$$C_3 = 1 \times m_5 - 1m_2 - 0 \times m_1 - 0 \times m_3 - 0 \times m_4, \quad \therefore C_1 = 0,66$$

Hipóteses: $H_0 : C = 0$
 $H_a : C \neq 0$ (t bilateral)

$$t_{cal} = \frac{0,66 - 0}{\sqrt{\frac{3,97}{6} \times [1^2 + (-1)^2]}} \quad \therefore t_{cal} = 0,57 \text{ e } t_{5\% (25)} = 2,06 \text{ e } P_{5\% (25)} = 0,5737$$

Como $t_{cal} < t_{5\% (25)}$, aceita-se H_0 , ou seja o contraste não é diferente de zero, assim a média da série 5 é estatisticamente, ao nível de 5% de significância, igual a média da série 2. Não houve a influência do tempo sobre a resistência dos prismas avaliados.

4) Série 2 com série 4 – avaliar o efeito do argamassamento

$$C_4 = 1 \times m_2 - 1m_4 - 1 \times m_1 - 0 \times m_3 - 0 \times m_5, \quad \therefore C_1 = 2,44$$

Hipóteses: $H_0 : C = 0$
 $H_a : C > 0$ (t unilateral)

$$t_{cal} = \frac{2,44 - 0}{\sqrt{\frac{3,97}{6} \times [1^2 + 2 \times (-1)^2]}} \quad \therefore t_{cal} = 2,12 \text{ e } t_{5\% (25)} = 1,71 \text{ e } P_{5\% (25)} = 0,02205$$

Como $t_{cal} > t_{5\% (25)}$, rejeita-se H_0 , ou seja o contraste é diferente de zero, assim a média da série 2 é estatisticamente, ao nível de 5% de significância, maior que a série 4. Houve influência no tipo de argamassamento do prisma.

De acordo com os resultados observa-se que a resistência do traço de argamassa alterou a resistência da argamassa, em cada par de amostras testadas (série 2 com série 1 e série 3 com a

série 2 e série1) a análise apresentou que a variâncias do traço é a variável responsável pela diferença na resistência à compressão dos prismas. O “teste T ” mostra que os valores médios de resistência dos prismas também são significativamente diferentes. Assim, afirma-se que há evidências estatísticas, estabelecendo-se um nível de 5% significância, de que os prismas da série 3 foram mais resistentes que os prismas da série 2 e que os prismas da série 2 foram mais resistentes que os da série 1.

Na comparação Série 2 e 5, no que diz respeito ao “teste T ”, o valor de T é menor que o T_{tab} , nesse caso, aceita-se a hipótese nula e as médias não apresentam diferenças significativas, para um nível de 5% de significância. Isso mostra que o efeito do tempo na cura não ocasionou um aumento na resistência média dos prismas. Na comparação entre as Séries 2 e 4, no qual foi avaliado o padrão de argamassamento, parcial e total, o teste T ($T_{cal} > T_{tab}$) confirma que a resistência média da série 2 é maior que a resistência da série 4, para um nível de 5% de significância.

2. PAINÉIS

Para os painéis de alvenaria, foi avaliado o efeito do apoio na parede central. Na Tabela E - 3 são mostrados os resultados de resistência à compressão dos painéis e na Tabela E - 4 é apresentado o teste F.

Tabela E - 3 – Resultados painéis (kgf)

Repetições	Tratamentos	
	Painel c/ apoio central ¹	Painel s/ apoio central ²
1	87946	70461
2	129460	59377
3	95273	67324
Média (m)	104226	65720

Hipóteses: H_0 : $m_1 = m_2$, onde m corresponde a média de cada série;
 H_a : há pelo menos um contraste diferente de zero.

Tabela E - 4 – Teste F (Painéis)

Fonte de variação	Grau de liberdade	Soma de quadrados	Quadrado médio	F_{calc}	$F_{5\% (4,25)}$
Tratamento	1	2224029548,17	2224029548,17	8,49	7,71
Resíduo	4	1047232909,33	261808277,33		
Total	5	3271262458			

$P_{5\% (1,4)} = 0,04351$, $F_{calc} > F_{5\%}$, logo rejeita-se H_0 , ou seja há contraste diferente de zero. Assim, as amostras testadas apresentaram variâncias diferentes. Aplicou-se então o teste T (comparações múltiplas).

1) Painel c/ apoio central e painel s/ apoio central

$$C_3 = 1 \times m_1 - 1m_2, \quad \therefore C_1 = 38506$$

Hipóteses: $H_0 : C = 0$
 $H_a : C \neq 0$ (t bilateral)

$$t_{cal} = \frac{38506 - 0}{\sqrt{\frac{261808277,33}{3} \times [1^2 + (-1)^2]}} \quad \therefore t_{cal} = 2,91 \text{ e } t_{5\% (4)} = 2,78 \text{ e } P_{5\% (25)} = 0,0437$$

Como $t_{cal} < t_{5\% (25)}$, aceita-se H_0 , ou seja o contraste não é diferente de zero, assim a média dos painéis com apoio é estatisticamente, ao nível de 5% de significância, maior que a média das paredes sem apoio central. Houve a influência do apoio na resistência dos painéis.

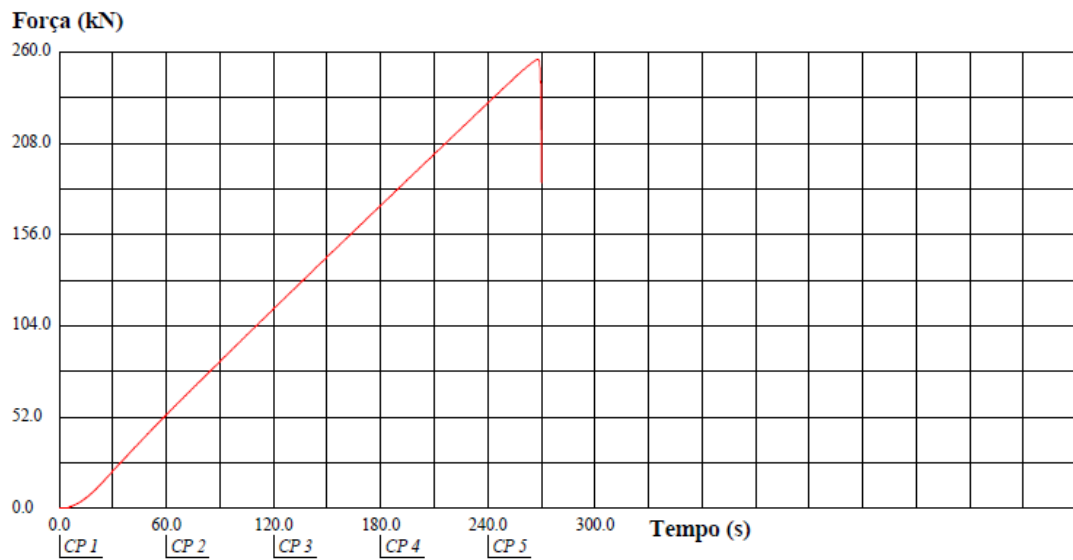
Pode-se verificar que as paredes com apoio central apresentaram maior resistência à compressão que aquelas sem o apoio central, sendo essas diferenças estatisticamente significativas a um nível de 5% de significância.

Universidade Federal de Viçosa
LABORATÓRIO

Relatório de Ensaio

[illegible]

Corpo de Prova	Area Media (mm2)	Carga Maxima de Ruptura (N)	Resistencia a Compressão (MPa)	Identificação
CP 1	19460.03	256070.52	13.16	CP 02
Número CPs	1	1	1	0
Média	19460	256100	13.16	*
Mediana	19460	256100	13.16	*
Desv.Padrão	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*
Mínimo	19460	256100	13.16	*
Máximo	19460	256100	13.16	*



Observação: Operador:

Bloco 01

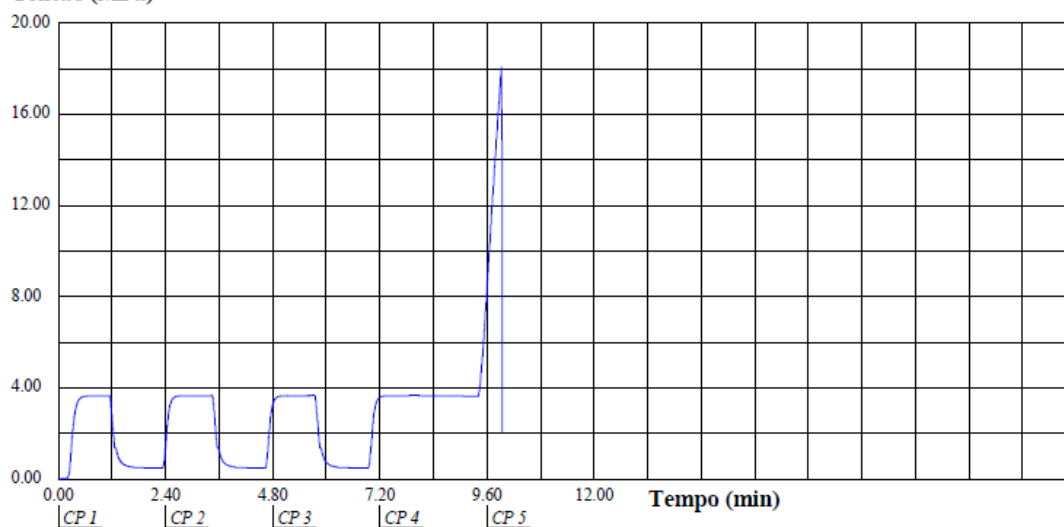
Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic 2488 Célula: Trd 30 Extensômetro: - Data: 16/07/2014 Hora: 09:43:58 Trabalho nº 0216
Programa: Tesc versão 3.04 Método de Ensaio: Módulo elasticidade 8522 08 - Com Ruptura
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>> Material: Bloco de Concreto Identificação: Módulo de Elasticidade

Corpo de Prova	Ruptura Prevista	Área	Resistência Compressão	Resistência Efetiva	Tensão em 30% da Ruptura Prevista (MPa)	Deformação em 30% da Ruptura Prevista (%)	Deformação em 0,5MPa	Módulo de Elasticidade (GPa)
	(N)	(mm2)	(MPa)	(MPa)			(%)	
CP 1	237102.00	19309.98	12.28	18.09	3.68	0.01	0.00	35.56
Número CPs	1	1	1	1	1	1	1	1
Média	237100	19310	12.28	18.09	3.684	0.009748	0.001252	35.56
Mediana	237100	19310	12.28	18.09	3.684	0.009748	0.001252	35.56
Desv.Padrão	*	*	*	*	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*	*	*	*	*
Mínimo	237100	19310	12.28	18.09	3.684	0.009748	0.001252	35.56
Máximo	237100	19310	12.28	18.09	3.684	0.009748	0.001252	35.56

Tensão (MPa)



Máquina: Emic DL60000 Célula: Trd 30 Extensômetro: Trd 11 Data: 16/07/2014 Hora: 10:24:15 Trabalho n° 0219
Programa: Tesc versão 3.04 Método de Ensaio: Módulo elasticidade 8522 08 - Com Ruptura
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>> Material: Bloco de Concreto Identificação: Módulo de Elasticidade

Corpo de Prova	Ruptura Prevista	Área	Resistência Compressão	Resistência Efetiva	Tensão em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 0,5MPa	Módulo de Elasticidade (GPa)
	(N)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	
CP 1	337056.00	19309.98	17.46	16.13	5.24	0.02	0.00	25.92
Número CPs	1	1	1	1	1	1	1	1
Média	337100	19310	17.46	16.13	5.237	0.01690	0.0004471	25.92
Mediana	337100	19310	17.46	16.13	5.237	0.01690	0.0004471	25.92
Desv.Padrão	*	*	*	*	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*	*	*	*	*
Mínimo	337100	19310	17.46	16.13	5.237	0.01690	0.0004471	25.92
Máximo	337100	19310	17.46	16.13	5.237	0.01690	0.0004471	25.92

The chromatogram displays a baseline with several small, sharp peaks labeled CP 1, CP 2, CP 3, CP 4, and CP 5. A major, sharp peak is observed at 9.60 minutes, reaching a response of approximately 16.00 units. The x-axis is labeled 'Tempo (min)' and ranges from 0.00 to 12.00. The y-axis ranges from 0.00 to 20.00.

Universidade Federal de Viçosa

Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão

Relatório de Ensaio

Máquina: **Emic DL60000** Célula: **Trd 30** Extensômetro: **Trd 11** Data: **16/07/2014** Hora: **10:43:04** Trabalho n° **0220**

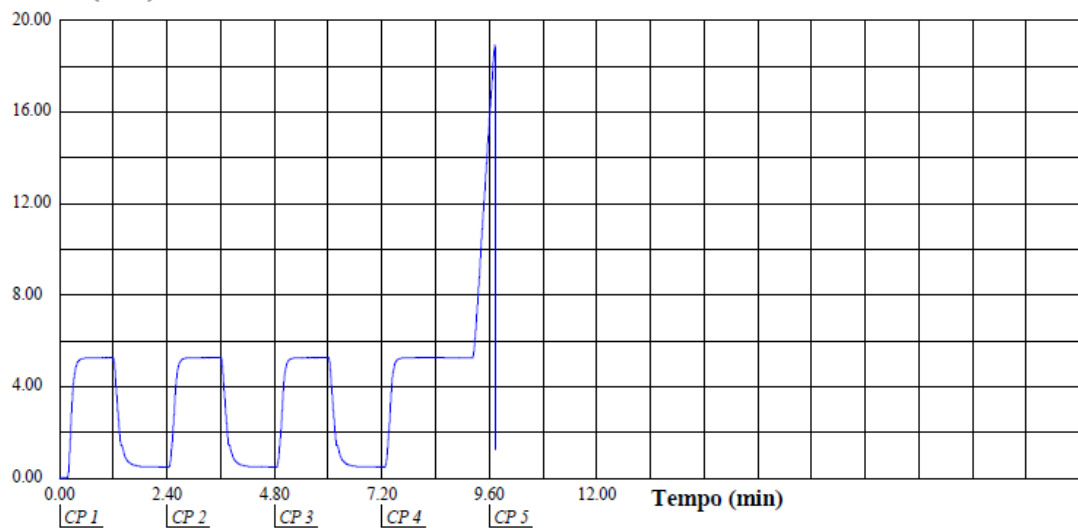
Programa: Tesc versão 3.04

Método de Ensaio: **Modulo elasticidade 8522 08 - Com Ruptura**

[illegible]

Corpo de Prova	Ruptura Prevista	Área	Resistência Compressão	Resistência Efetiva	Tensão em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 0,5MPa	Módulo de Elasticidade (GPa)
	(N)	(mm2)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	
CP 1	337056.00	19133.05	17.62	18.94	5.28	0.02	0.00	26.46
Número CPs	1	1	1	1	1	1	1	1
Média	337100	19130	17.62	18.94	5.285	0.01824	0.001023	26.46
Mediana	337100	19130	17.62	18.94	5.285	0.01824	0.001023	26.46
Desv.Padrão	*	*	*	*	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*	*	*	*	*
Mínimo	337100	19130	17.62	18.94	5.285	0.01824	0.001023	26.46
Máximo	337100	19130	17.62	18.94	5.285	0.01824	0.001023	26.46

Tensão (MPa)



Universidade Federal de Viçosa

Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão

Relatório de Ensaio

Máquina: **Emic DL60000** Célula: **Trd 30** Extensômetro: **Trd 11** Data: **16/07/2014** Hora: **10:58:49** Trabalho n° **0221**

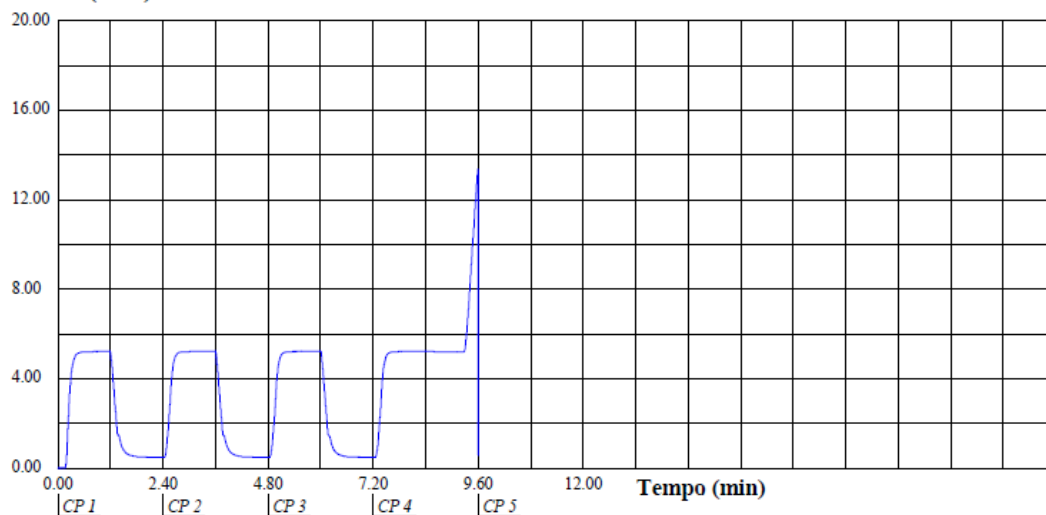
Programa: Tesc versão 3.04

Método de Ensaio: **Modulo elasticidade 8522 08 - Com Ruptura**

Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>Material: **Bloco de Concreto** Identificação: **Módulo de Elástica**

Corpo de Prova	Ruptura Prevista	Área	Resistência Compressão	Resistência Efetiva	Tensão em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 0,5MPa	Módulo de Elasticidade (GPa)
	(N)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	
CP 1	337056.00	19309.98	17.46	13.37	5.24	0.03	0.00	18.97
Número CPs	1	1	1	1	1	1	1	1
Média	337100	19310	17.46	13.37	5.237	0.02519	0.001341	18.97
Mediana	337100	19310	17.46	13.37	5.237	0.02519	0.001341	18.97
Desv.Padrão	*	*	*	*	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*	*	*	*	*
Mínimo	337100	19310	17.46	13.37	5.237	0.02519	0.001341	18.97
Máximo	337100	19310	17.46	13.37	5.237	0.02519	0.001341	18.97

Tensão (MPa)



Universidade Federal de Viçosa

Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão

Relatório de Ensaio

Máquina: **Emic DL60000** Célula: **Trd 30** Extensômetro: **Trd 11** Data: **16/07/2014** Hora: **11:16:39** Trabalho n° **0222**

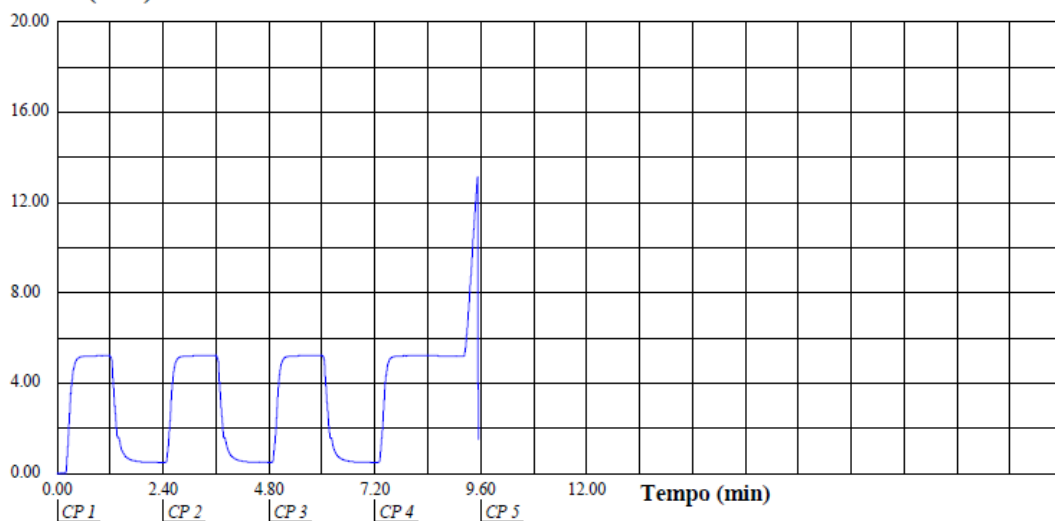
Programa: Tesc versão 3.04

Método de Ensaio: **Modulo elasticidade 8522 08 - Com Ruptura**

Ident. Amostra: >> **Material: Bloco de Concreto** **Identificação: Módulo de Elástica**

Corpo de Prova	Ruptura Prevista	Área	Resistência Compressão	Resistência Efetiva	Tensão em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 30% da Ruptura Prevista	Deformação em 0,5MPa	Módulo de Elasticidade (GPa)
	(N)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	
CP 1	337056.00	19309.98	17.46	13.16	5.24	0.00	-0.01	31.78
Número CPs	1	1	1	1	1	1	1	1
Média	337100	19310	17.46	13.16	5.237	0.002236	-0.008000	31.78
Mediana	337100	19310	17.46	13.16	5.237	0.002236	-0.008000	31.78
Desv.Padrão	*	*	*	*	*	*	*	*
Coef.Var.(%)	*	*	*	*	*	*	*	*
Mínimo	337100	19310	17.46	13.16	5.237	0.002236	-0.008000	31.78
Máximo	337100	19310	17.46	13.16	5.237	0.002236	-0.008000	31.78

Tensão (MPa)



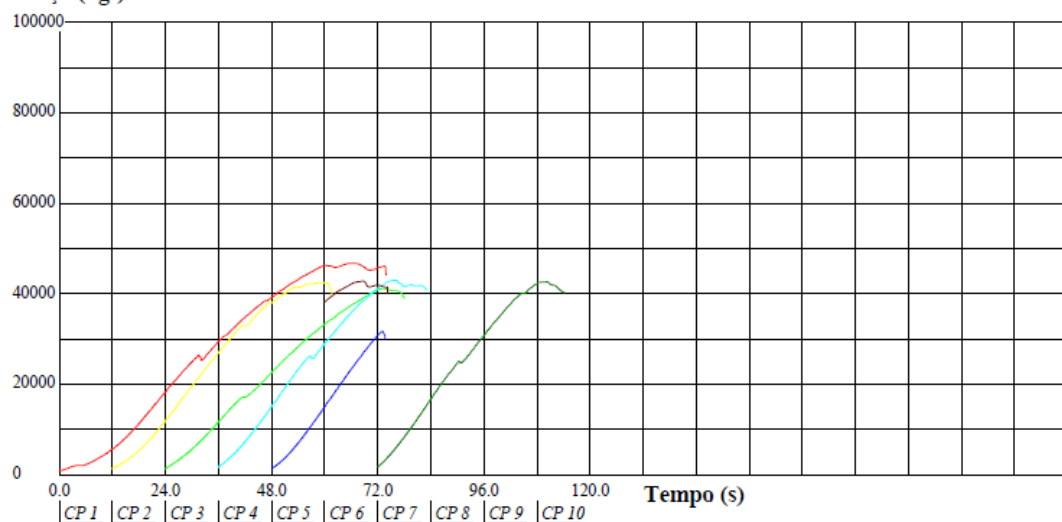
UFMG- Escola de Engenharia
 Depto Engenharia de Materiais e Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: **Emic PC200** Célula: **Trd 30** Extensômetro: - Data: **19/05/2014** Hora: **09:04:42** Trabalho n° **3875**
Programa: **Tesc versão 2.00** Método de Ensaio: **Compressão simples**
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>> Cliente: **Lucas - Rita - UFV** Amostra/Lote: **Prismas de Alv Estr** Idade: **14 dias**

Corpo de Prova	Diâmetro (mm)	Área (cm ²)	Carga de Ruptura (kgf)	Tensão de Ruptura (MPa)
CP 1	227	405	46798	11
CP 2	227	405	42524	10
CP 3	227	405	41222	10
CP 4	227	405	43060	10
CP 5	227	405	31835	8
CP 6	227	405	42817	10
CP 7	227	405	42671	10
Número CPs	7	7	7	7
Média	227,0	404,7	41560	10,07
Desv. Padrão	0,0000	0,0000	4621	1,120
Coef. Var. (%)	0,0000	0,0000	11,12	11,12
Mínimo	227,0	404,7	31840	7,714
Máximo	227,0	404,7	46800	11,34

Força (kgf)



Observação: As amostras foram enviadas pelo interessado.

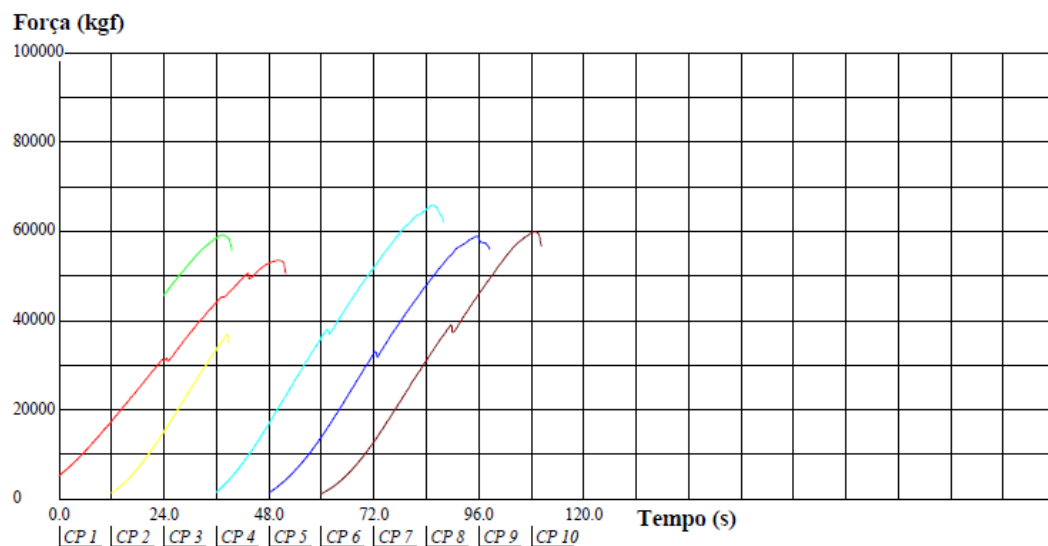
UFMG- Escola de Engenharia
 Depto Engenharia de Materiais e Construção

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic PC200 Célula: Trd 30 Extensômetro: - Data: 19/08/2014 Hora: 10:12:05 Trabalho n° 3907
Programa: Tesc versão 2.00 Método de Ensaio: Compressão simples

Ident. Amostra: >> Cliente: Lucas / White Amostra/Lote: 1 Idade: >28 dias

Corpo de Prova	Diâmetro (mm)	Área (cm ²)	Carga de Ruptura (kgf)	Tensão de Ruptura (MPa)
CP 1	227	405	53506	13
CP 2	227	405	36936	9
CP 3	227	405	59227	14
CP 4	227	405	65875	16
CP 5	227	405	59008	14
CP 6	227	405	59946	15
Número CPs	6	6	6	6
Média	227.0	404.7	55750	13.51
Desv.Padrão	0.0000	0.0000	10020	2.428
Coef.Var.(%)	0.0000	0.0000	17.97	17.97
Mínimo	227.0	404.7	36940	8.950
Máximo	227.0	404.7	65870	15.96



Observação: As amostras foram enviadas pelo interessado.