

Luciane Marcela Filizola de Oliveira

ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DO
COMPORTAMENTO DAS INTERFACES VERTICAIS DE
PAREDES INTERCONECTADAS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Doutor em
Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Márcio Roberto Silva
Corrêa

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

SÃO CARLOS
2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

O48e Oliveira, Luciane Marcela Filizola de
ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DAS
INTERFACES VERTICAIS DE PAREDES INTERCONECTADAS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL / Luciane Marcela Filizola de
Oliveira; orientador Márcio Roberto Silva Corrêa. São
Carlos, 2014.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Alvenaria estrutural. 2. Interface vertical. 3.
Cisalhamento. 4. Análise experimental. 5. Análise
numérica. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **LUCIANE MARCELA FILIZOLA DE OLIVEIRA**.

Título da tese: "Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural".

Data da defesa: 26/06/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Associado **Márcio Roberto Silva Corrêa (Orientador)** APROVADA
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach** APROVADA
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Guilherme Aris Parsekian** APROVADA
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Prof. Dr. **Emil de Souza Sánchez Filho** APROVADA
(Universidade Federal Fluminense/UFF)

Prof. Dr. **José Samuel Giongo** Aprovada
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

Dedico este trabalho aos meus pais: Graça e José Filizola, com amor, admiração e gratidão.

Agradecimentos

Agradeço a Deus, pois até aqui me ajudou o Senhor! A Ele toda honra e toda glória para sempre!

Agradeço ao professor Márcio Corrêa pela amizade, orientação e dedicação a este trabalho.

Ao meu amado esposo, Dênis, por todo amor e paciência que demonstrou em toda essa jornada e por não me deixar desistir.

Aos meus pais, José e Graça, e aos meus irmãos e cunhado, Natalie, Polyana, Daniel e Moisés, pelas orações e ajuda em todos os momentos que precisei.

Ao Professor Vladimir Haach pela grande ajuda na modelagem numérica.

Aos meus amigos queridos que conquistei neste período: Dorival, Erika, Ellen, Flaviana e Raimundo, Jefferson, Luiz Álvaro, Marcela e Thiago, Orieta, Indara, Rafael e Wagner. Vocês estarão sempre no meu coração.

Aos técnicos do laboratório, Vareda, Amauri e Romeu.

A Rosi, Nadir e Sylvia, por toda ajuda e atenção que sempre demonstraram.

A CAPES e ao CNPq pela bolsa concedida.

Confie no Senhor de todo o coração e não se apoie na sua própria inteligência.

Lembre-se de Deus em tudo o que fizer, e ele lhe mostrará o caminho certo.

Provérbio 3:5 e 6

Resumo

OLIVEIRA, L. M. F. (2014). *Estudo Teórico E Experimental Do Comportamento Das Interfaces Verticais De Paredes Interconectadas De Alvenaria Estrutural*. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

A ação estrutural monolítica de paredes interconectadas é dependente da resistência ao cisalhamento da interface, que por sua vez, depende do tipo de ligação entre elas. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento mecânico das interfaces verticais entre paredes de alvenaria conectadas por amarração direta e por amarração indireta com grampos de barras de aço CA-50 com 10 mm de diâmetro. Para compreensão do mecanismo de funcionamento das ligações foram realizados ensaios de caracterização dos materiais, dos componentes 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. Nas séries ensaiadas foi variado o tipo de ligação e o material do bloco, sendo a primeira produzida com blocos de concreto e amarração direta, a segunda com blocos cerâmicos com amarração direta, a terceira com blocos de concreto e amarração indireta e a quarta com blocos cerâmicos e amarração indireta. Todos os corpos de prova foram assentados com argamassamento lateral e argamassa de traço 1:1:6 em volume. Na análise experimental foi investigada a força de ruptura, a relação tensão-deformação específica, o tipo de ruptura e a propagação das fissuras nas paredes. Posteriormente foram realizadas modelagens computacionais no programa DIANA, que é baseado no método dos elementos finitos, para prever o comportamento estrutural dos painéis H. A partir dos resultados experimentais e numéricos pôde-se concluir que todos os modelos romperam por cisalhamento da interface, sendo que o mecanismo resistente depende primordialmente do tipo da ligação das paredes. A resistência ao cisalhamento da interface no plano vertical de ligação entre a parede central e o flange das séries de blocos de concreto foi praticamente a mesma, independente do tipo de ligação. Já as séries de blocos cerâmicos e amarração direta apresentaram resistência ao cisalhamento aproximadamente 46% maior que a obtida para amarração indireta. Para os modelos com amarração direta o mecanismo de ruptura foi o mesmo: a tração indireta dos blocos que interceptavam o plano de cisalhamento. Para os modelos com amarração indireta a ruptura foi governada por tração indireta dos blocos da interface, no caso de blocos cerâmicos, e por escoamento das barras da armadura nos modelos de blocos de concreto. A resistência ao cisalhamento vertical da interface foi avaliada em cada caso e comparada com algumas prescrições normativas, as quais, em sua maioria, se apresentaram conservadoras. Ainda, as análises numéricas realizadas mostraram que os modelos computacionais das paredes interligadas representam adequadamente o comportamento observado em laboratório e, portanto, podem ser utilizados em análises paramétricas. 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, apresentando-se como um procedimento simples que pode ser utilizado de forma conservadora no desenvolvimento de projetos estruturais.

Palavras-chave: *alvenaria estrutural, interface vertical, cisalhamento vertical, análise experimental, análise numérica.*

Abstract

OLIVEIRA, L. M. F. (2014). *Numerical and experimental study of the behaviour of vertical interfaces of interconnected structural masonry walls*. Thesis (Ph.D. in Structural Engineering) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2014.

The monolithic structural behaviour of interlocked walls is dependent on the shear strength of the interface, which depends on the connection type. The present research aims to evaluate the mechanical behaviour of vertical interfaces of masonry walls connected by running bond and U-Steel anchors. The characterization testing of materials, components and masonry was carried out to understand the behaviour of the connections. Four series of tests with six H-shaped specimens were performed to determine the bonding pattern effect (running bond and U-Steel anchor) on the shear strength of the web-flange connection. In the tested series some parameters of the H-shaped specimens were varied, such as the type of connection and the block material. The first series was built with concrete blocks and running bond, the second one with clay blocks and running bond, the third one with concrete blocks and U-Steel anchors and, finally, the fourth series was constructed with clay blocks and U-Steel anchors. Face shell bedding was used to build all the specimens and the volume proportion of mortar was 1:1:6. In the experimental program the failure load, the stress-strain relationship, the type of failure and the crack propagation on the walls were investigated. Computational modelling was carried out using the FEM software Diana, which has a library with constitutive models suitable for civil engineering application, to complete the study and understand the structural behaviour of the masonry panels. The shear strength of the web-flange vertical interface, considering the specimens with concrete blocks, was nearly the same, irrespective of the connection type. Regarding the clay block series, running bond specimens were 46% stronger than the U-Steel anchor ones. Considering the running bond specimens, the failure mechanism was the same: tensile splitting of the blocks that cross the shear plane. For the U-Steel anchor models, failure was governed by tensile splitting of the blocks located in the interface plane, in the case of clay blocks, and yielding of the U-Steel anchors for concrete block specimens. The vertical shear strength of the interface was assessed in each case and compared with some normative prescriptions. In most cases the codes were conservative. Furthermore, the numerical analysis showed that the computer models of the interlocked walls represented adequately the behaviour of the physical models, and thus can be used in parametric analysis. The failure loads estimated by the results of the characterization tests of the components showed good correlation with those obtained in the tests. Based on the results, this procedure can be used conservatively in practical structural designs.

Keywords: *Masonry, vertical interface, vertical shear, experimentation, numerical models.*

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

A	Área da seção transversal
A_1	Argamassa traço 1:0,5:4,5, em volume
A_2	Argamassa traço 1:1:6, em volume
$A_{bruta} ; A_d$	Área bruta do bloco
$A_{interface}$	Área da interface vertical
$A_{liq} ; A_n$	Área líquida
A_z	Área da seção transversal do conector
C_s	Fator de controle das tensões de cisalhamento
E	Módulo de elasticidade
E_a	Módulo de elasticidade da argamassa
E_{alv}	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_c	Módulo de elasticidade do graute/concreto
$E_{estático}$	Módulo de elasticidade estático
E_{flex}	Módulo de elasticidade dinâmico de flexão
E_{long}	Módulo de elasticidade dinâmico longitudinal
E_p	Módulo de elasticidade do prisma
E_{par}	Módulo de elasticidade da parede
E_y	Módulo de elasticidade do aço
F	Carga aplicada
$F_{1\ fiss}$	Força do início da fissuração dos modelos H
$F_{lin,est}$	Força ao final do trecho linear estimada
F_{linear}	Força ao final do trecho linear dos modelos H
$F_{rup,est,ti}$	Força de ruptura da interface estimada por tração indireta
$F_{rup,est,esc}$	Força de ruptura da interface estimada por escoamento do aço
$F_{rup,est}$	Força de ruptura da interface estimada
F_{rup}	Força de ruptura da interface do modelo H
F_{sp}	Força de compressão total na área de assentamento da junta a ser ensaiada- <i>Bond Wrench</i>
$G_c ; G_{fc}$	Energia de fraturamento na compressão
G_f	Energia de fraturamento
G_{fI}	Energia de fraturamento na tração-Modo I
G_{fII}	Energia de fraturamento no cisalhamento-Modo II
H	Altura do painel H; altura útil do painel H
K	Constante dada em função do tipo de unidade, argamassa e tipologia da parede
M_f	Momento fletor na seção considerada
M_{sp}	Momento fletor em relação ao centro de gravidade da área de assentamento da junta – <i>Bond Wrench</i>
N_v	Força de compressão vertical
R	Coefficiente de determinação
$V_c ; V$	Resistência da interface com conectores
V_f	Força cortante na seção considerada

V_{mb}	Resistência de aderência ao cisalhamento ao longo da junta vertical
V_{sf}	Força de atrito por cisalhamento
V_v	Força de tração do conector
Z_d	Módulo de resistência à flexão da seção

Letras minúsculas

d_1	Distância interna da borda de fixação do bloco ao centro de gravidade do equipamento <i>Bond Wrench</i>
d_2	Distância interna da borda de fixação do bloco até a alça de carregamento do equipamento <i>Bond Wrench</i>
d_{sc}	Diâmetro do conector de cisalhamento
e	Espessura da parede
f_a	Resistência a compressão da argamassa - média
f_{ak}	Resistência a compressão da argamassa - característica
$f_{alv}; f_p$	Resistência à compressão da alvenaria determinada por ensaios de prismas
$f_{alv,k}; f_k; f'_m$	Resistência à compressão da alvenaria - característica
f_b	Resistência à compressão normalizada da unidade/ Resistência à compressão média da unidade
f_{bk}	Resistência à compressão do bloco - característica
f_c	Resistência à compressão
f_m	Resistência à compressão da alvenaria - média
F_m	Média dos carregamentos máximos obtidos dos ensaios em duas paredes
$f_{vk}; f'_{ms}; V_m; v_k$	Resistência ao cisalhamento vertical - característica
f_{ms}	Resistência ao cisalhamento vertical - média
f_{par}	Resistência à compressão das paredes
f_{pk}	Resistência à compressão do prisma - característica
f_{ppk}	Resistência à compressão da pequena parede - característica
$f_{t,diam}$	Resistência à tração por compressão diametral
f_t	Tensão admissível de tração da alvenaria, resistência à tração na flexão da alvenaria.
f_{tk}	Resistência à tração na flexão da alvenaria - característica
$f_{tb,ind}$	Resistência à tração indireta do bloco
$f_{tbk,ind}$	Resistência à tração indireta do bloco – característica
f_{tk}, f'_{mt}	Resistência à tração na flexão da alvenaria – característica
f_{v0}	Resistência ao cisalhamento inicial; coesão
f_{v0k}	Resistência ao cisalhamento inicial; coesão – característica
f_y	Tensão de escoamento da armadura de aço
h	Altura do bloco;
k	Constante multiplicadora para determinação do módulo de elasticidade da alvenaria
k_n	Rigidez normal da interface
k_p	Deformação plástica equivalente
k_t	Rigidez tangencial da interface
m_1	Massa do <i>Bond Wrench</i>
m_2	Carregamento aplicado na alavanca – <i>Bond Wrench</i>

m_3	Massa da unidade de alvenaria – <i>Bond Wrench</i>
m_a	Massa aparente do bloco
m_u	Massa do bloco saturado
r_h	Coefficiente de proporção do plano vertical atravessado por unidades de alvenaria
r	Largura do conector
s	Espaçamento entre os conectores
T	Força de tração no conector
$t_u ; l$	Largura da unidade
t_w	Largura da seção de alvenaria submetida ao cisalhamento vertical;
u	Espessura do conector
u_p	Deslocamento normal plástico
v	Resistência ao cisalhamento vertical de cálculo
v_p	Deslocamento tangencial plástico

Letras gregas

β	Fator de retenção de cisalhamento
ν	Parcela da resistência ao cisalhamento vertical
ε_y	Deformação específica média correspondente ao início do escoamento da armadura de aço
ε_p	Deformação específica plástica do prisma
$\sigma_1; \sigma_3$	Tensões principais
σ_u	Tensão de pré-compressão quando a dilatação é nula
σ_{xx}	Tensão normal no grampo de aço
σ_{zx}	Tensão de cisalhamento no plano da interface
$\tau_{fr}; \tau_{res}$	Resistência ao cisalhamento residual da interface
$\tau_m; \tau_{vm}$	Resistência ao cisalhamento vertical do modelo H – média
τ_u	Resistência ao cisalhamento da junta
τ_{vert}	Resistência ao cisalhamento vertical do modelo H
$\tau_{vk}; \tau_k$	Resistência ao cisalhamento vertical do modelo H – característica
φ	Ângulo de atrito interno da interface entre a unidade e a argamassa
φ_k	Ângulo de atrito característico
φ_r	Ângulo de atrito residual
ψ	Ângulo de dilatação
ψ_0	Valor da dilatação quando a pré-compressão é nula
$\psi_m; \psi_u$	Fator de redução associado à resistência à compressão das unidades
γ	Massa específica da água
δ	Coefficiente de degradação da dilatação
μ	Coefficiente de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
σ	Tensão de pré-compressão normal à junta
τ	Resistência ao cisalhamento
ϕ	Fator redutor de resistência

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	Objetivo	27
1.2	Justificativa	28
1.3	Método empregado	28
1.4	Organização da Tese	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1	Considerações iniciais	31
2.2	Características da alvenaria	31
2.2.1	Módulo de elasticidade da alvenaria	31
2.2.2	Tipo de Assentamento	33
2.2.3	Aderência	36
2.2.4	Energia de fraturamento	41
2.2.5	Resistência ao cisalhamento	43
2.2.6	Resistência ao cisalhamento da interface entre paredes	49
2.3	Interação de paredes	54
2.4	Trabalhos experimentais sobre paredes interconectadas	57
2.4.1	Stockbridge (1967)	57
2.4.2	Sinha e Hendry (1979)	57
2.4.3	Capuzzo Neto (2000)	59
2.4.4	Lissel et al. (2000)	60
2.4.5	Camacho (2001)	62
2.4.6	Silva (2003)	64
2.4.7	Signor e Roman (2002)	66
2.4.8	Capuzzo Neto (2005)	67
2.4.9	Maurício (2005)	69
2.4.10	Moreira (2007)	71
2.4.11	Drysdale et al. (2008)	72
2.4.12	Bosiljkov et al. (2010)	76
2.5	Modelagem Numérica	79

2.5.1	Considerações iniciais	79
2.5.2	Técnicas de Modelagem	80
2.5.3	Modelo constitutivo para a micromodelagem	81
2.6	Trabalhos sobre análise numérica de paredes interconectadas	82
2.6.1	Vekemans e Arce (1993) e Vekemans (1994).....	82
2.6.2	Ali et al. (2000).....	84
2.6.3	Peleteiro (2002)	86
2.6.4	Bosiljkov et al. (2010)	87
2.6.5	Haach et al. (2011).....	90
2.7	Conclusões do capítulo	91

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL I: CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E

DA ALVENARIA..... 95

3.1	Considerações iniciais.....	95
3.2	Caracterização física e mecânica dos blocos	95
3.2.1	Generalidades	95
3.2.2	Propriedades geométricas dos blocos e meio-blocos de concreto	97
3.2.3	Propriedades geométricas dos blocos e meio-blocos cerâmicos	100
3.2.4	Propriedades físicas dos blocos de concreto.....	102
3.2.5	Propriedades físicas dos blocos cerâmicos	103
3.2.6	Propriedades mecânicas dos blocos, meio-blocos e blocos especiais de concreto.....	104
3.2.7	Propriedades mecânicas dos blocos, meio-blocos e blocos especiais cerâmicos	112
3.3	Caracterização física e mecânica das argamassas.....	117
3.3.1	Preâmbulo	117
3.3.2	Propriedades da areia, da cal e do cimento.....	118
3.3.3	Propriedades da argamassa	119
3.4	Caracterização da alvenaria	126
3.4.1	Execução dos prismas e pequenas paredes	126
3.4.2	Ensaio de compressão simples e módulo de elasticidade	129
3.4.3	Ensaio de tração na flexão.....	134
3.4.4	Ensaio de cisalhamento direto da junta horizontal.....	137
3.4.4.1	Esquema de ensaio e instrumentação	137

3.4.4.2	Corpos de prova de concreto.....	138
3.4.4.3	Corpos de prova cerâmicos	142
3.4.4.4	Comparação com normas técnicas e outros pesquisadores.....	145
3.4.5	Ensaio de cisalhamento direto da junta vertical	146
3.5	Conclusões do capítulo.....	148
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL II: PAINÉIS EM FORMATO H	151
4.1	Considerações iniciais	151
4.2	Bases de concreto	151
4.3	Geometria e construção dos modelos	153
4.3.1	Série I – amarração direta – concreto.....	153
4.3.2	Série II – amarração direta – cerâmico.....	154
4.3.3	Série III – amarração indireta – concreto	155
4.3.4	Série IV – amarração indireta – cerâmico	156
4.4	Ensaio de caracterização do graute	158
4.5	Ensaio de caracterização do aço.....	161
4.6	Instrumentação e esquema de ensaio dos painéis H.....	162
4.7	Procedimento de execução do ensaio	164
4.7.1	Primeira etapa.....	164
4.7.2	Segunda etapa.....	166
4.8	Apresentação dos resultados dos ensaios em painéis H	168
4.8.1	Ensaio da Série I – amarração direta – concreto.....	168
4.8.2	Ensaio da Série II – amarração direta – cerâmico	172
4.8.3	Ensaio da Série III – amarração indireta – concreto.....	175
4.8.4	Ensaio da Série IV – amarração indireta – cerâmico.....	180
4.9	Conclusões do capítulo.....	184
5	MODELAGEM NUMÉRICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	187
5.1	Considerações iniciais	187
5.2	Elementos finitos utilizados	187
5.3	Modelos constitutivos.....	189
5.4	Condições de contorno	191
5.5	Método de solução e critério de convergência	192
5.6	Descrição dos modelos	193

5.6.1	Modelo I – blocos de concreto e amarração direta	193
5.6.2	Modelo II – blocos cerâmicos e amarração direta	194
5.6.3	Modelo III – blocos de concreto e amarração indireta	196
5.6.4	Modelo IV – blocos cerâmicos e amarração indireta	197
5.7	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	199
5.7.1	Série I e Modelo I	199
5.7.2	Série II e Modelo II.....	204
5.7.3	Série III e Modelo III	208
5.7.4	Série IV e Modelo IV	213
5.8	Conclusões do capítulo	218
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	221
6.1	Valores de resistência ao cisalhamento normalizados	221
6.1.1	BS 5628:2005	222
6.1.2	ABNT NBR 15812-1 :2010 e ABNT NBR 15961-1 :2011	222
6.1.3	AS 3700:2001	223
6.1.4	CSA 304-1:2004	224
6.1.5	ACI 530:2011	225
6.2	Comparação com as normas e apresentação dos resultados de outros autores....	225
6.3	Cálculo simplificado da resistência ao cisalhamento da interface.....	229
6.3.1	Amarração direta.....	229
6.3.1.1	Painéis H com blocos de concreto	229
6.3.1.2	Painéis H com blocos cerâmicos	230
6.3.1.3	Força de ruptura estimada – amarração direta.....	232
6.3.2	Amarração indireta	232
6.3.2.1	Painéis H com blocos de Concreto	233
6.3.2.2	Painéis H com blocos cerâmicos	235
6.3.2.3	Força de ruptura estimada – amarração indireta.....	237
6.4	Conclusões do capítulo	238
7	CONCLUSÕES.....	241
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	247
	APÊNDICE A.....	257

Blocos e meio blocos concreto.....	257
Blocos e meio blocos cerâmicos	260
Prismas e pequenas paredes de concreto e cerâmicos.....	264
Bases de concreto armado.....	265
Graute das Série III	266
Graute das Série IV	266
Aço das Séries III e IV	266
Deformação específica dos grampos da Série III.....	267
Deformação específica dos grampos da Série IV	269
APÊNDICE B.....	271
Teste de valor espúrio (Grubbs).....	271

1 INTRODUÇÃO

Atualmente verifica-se no Brasil uma quantidade expressiva de edificações executadas em alvenaria estrutural, isso se dá como consequência das vantagens técnicas e econômicas apresentadas por esse sistema construtivo, tais como o alto potencial de racionalização dos materiais, custo competitivo, prazos de execução menores em comparação com outros sistemas construtivos, alta qualidade e bom desempenho. Entretanto, apesar do avanço da utilização da alvenaria como sistema construtivo, o desenvolvimento das normas de projeto não acompanhou essa evolução devido à falta de embasamento teórico e experimental, e à carência de modelos matemáticos que expliquem o complexo comportamento das unidades, argamassa, junta e da alvenaria trabalhando como um material compósito.

Em países da Europa e da América do Norte a intensa pesquisa desenvolvida (e em desenvolvimento) a respeito da alvenaria estrutural colocou esse sistema construtivo em posição de destaque, o que permitiu que a alvenaria estrutural fosse utilizada ampla e racionalmente, com uma frequência cada vez maior. Esses países dispõem de critérios de projeto e especificações de materiais adequados às suas realidades, que facilitam a utilização do sistema construtivo. Esse conhecimento internacional, embora muito aproveitado no aspecto qualitativo, não pode ser aplicado em sua totalidade, pois as particularidades dos materiais e da mão-de-obra envolvidos na execução da alvenaria diferem bastante de região para região.

Um problema comum enfrentado quando se projetam edifícios em alvenaria é a determinação das tensões de cisalhamento nas interfaces verticais das paredes. Segundo Corrêa e Ramalho (2003), essas tensões ao longo da interface entre paredes podem resultar dos efeitos de carregamentos diferenciais verticais nos flanges e na alma da seção. A interface deve apresentar resistência suficiente para que haja transferência das forças e ocorra uma homogeneização progressiva da tensão vertical por meio do conjunto de paredes. Essa homogeneização de tensões é muito importante, pois permite avaliar a real magnitude das forças internas que serão transferidas para outras estruturas que estão trabalhando em conjunto com as paredes de alvenaria estrutural, além de resultar em projetos mais econômicos, devido à necessidade de elementos menos resistentes. Esses efeitos, em conjunto com irregularidades da estrutura, ou ações de vento e/ou de sismos, deixam claro que a resistência ao cisalhamento da interface entre paredes interconectadas poderia ser um parâmetro crítico no projeto.

As tensões de cisalhamento nas interfaces verticais das paredes surgem quando há interação entre elas. Estudos teóricos e experimentais de paredes de alvenaria têm geralmente se concentrado na consideração de seções retangulares. No entanto, em muitas situações práticas as paredes são enrijecidas por outras seções de flange a fim de aumentar a sua resistência lateral. Se houver interação entre as paredes interligadas surgem tensões de cisalhamento entre elas. Assim, para se obter uma ação conjunta eficaz dessas paredes, a interface vertical deve apresentar uma ligação estrutural monolítica.

Visando elucidar o comportamento dessas ligações, um estudo experimental e numérico foi realizado. Atualmente simulações numéricas são fundamentais para fornecer informações sobre o comportamento estrutural e dar subsídios para determinar, com segurança, os parâmetros a serem utilizados em normas de projeto. No entanto, o desenvolvimento de modelos numéricos confiáveis e precisos não pode ser realizado sem uma descrição completa do material e uma validação adequada, em comparação com um número significativo de resultados experimentais. Portanto, a obtenção de um modelo numérico satisfatório pode ser considerada uma tarefa bastante árdua, tendo em vista que a alvenaria é um material compósito, heterogêneo e com características anisotrópicas. Além disso, devido às juntas de argamassa atuarem como planos de ruína, elas são responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura, o que torna o processo da modelagem computacional ainda mais complexo.

Dessa forma, a presente pesquisa pretende desenvolver um estudo experimental e numérico dos mecanismos de transferência de solicitações na interface de paredes, particularmente o que se refere ao cisalhamento, buscando também discutir os valores de resistências estabelecidos pelas normas utilizadas para verificação das tensões produzidas nas interfaces das paredes.

De particular interesse a esta pesquisa são os estudos direcionados à resistência ao cisalhamento nas interfaces verticais das paredes interconectadas. Existem alguns trabalhos relevantes que visam exatamente quantificar esta grandeza e analisar a influência do tipo de ligação na transferência de solicitações. Dentre eles, citam-se: Simundic (1997), Lissel et al.(2000), Camacho (2001), Silva (2003), Capuzzo Neto (2005), Moreira (2007), Maurício (2005), Drysdale et al. (2008) e Bosiljkov et al. (2010). Outros trabalhos de fundamental importância para concepção do modelo numérico de paredes de alvenaria com flanges e para obtenção de propriedades necessárias aos processos não lineares são:

Ali et al. (2000), Peleteiro (2002), Lourenço (1996), Lourenço e Rots (1997), Van der Pluijm (1999), Bosiljkov et al. (2010) e Haach et al. (2011).

Apesar de alguns estudos que tratam do comportamento das ligações de paredes interconectadas já terem sido realizados, eles são bastante diversificados; cada um trata de pesquisas desenvolvidas para diferentes realidades de material, mão-de-obra e características ambientais. Além disso, ainda não há um consenso sobre os mecanismos de transferência das forças cisalhantes diante de diferentes tipos de ligações, o que indica que o fenômeno envolvido na transmissão dessas forças ainda não é suficientemente conhecido.

Diante disto, torna-se clara a necessidade de aprofundar os conhecimentos sobre o comportamento e desempenho dessas ligações com o emprego de materiais produzidos no Brasil. Isto representa um importante avanço no estudo sistemático da alvenaria estrutural, pois fornece subsídios para a elaboração de normas nacionais, que mereçam a credibilidade de projetistas, e que permitirá potencializar a aplicação da alvenaria na Construção Civil.

1.1 Objetivo

O objetivo deste trabalho é analisar, numérica e experimentalmente, o comportamento das interfaces de paredes de alvenaria estrutural executadas com amarração direta e indireta considerando-se a presença de armaduras na região das interfaces.

Como objetivos específicos, têm-se:

- a) Contribuir com o avanço do conhecimento a respeito das interfaces de paredes de alvenaria estrutural e de suas características mecânicas, principalmente a resistência ao cisalhamento;
- b) Avaliar os mecanismos de transferência das tensões de cisalhamento na interface vertical entre a parede central e os flanges;
- c) Determinar experimentalmente a resistência ao cisalhamento vertical da interface entre paredes executadas com blocos cerâmicos e com blocos de concreto, e dois tipos de ligação (amarração direta e amarração indireta com grampos);
- d) Definir um modelo numérico em elementos finitos para a representação do comportamento das ligações estudadas.

1.2 Justificativa

Este trabalho é continuação de estudos já realizados no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo a respeito da interação nas interfaces de paredes de alvenaria estrutural.

O desempenho das interfaces é fundamental para a transmissão de forças entre paredes interconectadas, pois essa transmissão garante a correta interpretação dos fluxos de tensões que ocorrem ao longo da estrutura de alvenaria que compõe a edificação. Por falta de conhecimento duas hipóteses simplificadoras têm sido adotadas no desenvolvimento de projetos estruturais: a primeira supõe que as paredes trabalham isoladamente e a segunda admite a ocorrência de trabalho conjunto, independentemente da intensidade das tensões de cisalhamento presentes nas interfaces, que não são usualmente verificadas. Ambos os procedimentos são simplistas e podem levar a condições de insegurança no projeto estrutural. Além disso, a normalização brasileira atual ainda não contempla valores característicos de resistência ao cisalhamento das interfaces verticais de paredes interconectadas construídas com ligações que diferem da amarração direta.

O desenvolvimento deste trabalho também se justifica pelo fato de os mecanismos de transferência de solicitações entre as interfaces ainda não serem adequadamente conhecidos, e pela possibilidade de obtenção de modelos mecânicos simplificados que permitam uma representação satisfatória do comportamento destas interfaces, e que possam ser aplicados em projeto.

1.3 Método empregado

A metodologia proposta neste trabalho consiste de três etapas: revisão bibliográfica, ensaios em laboratório e modelagem computacional.

Na etapa de revisão bibliográfica foram levantados trabalhos relevantes (artigos, livros e teses) sobre temas afins ao desta pesquisa.

A etapa experimental foi realizada em duas fases. A primeira fase do programa experimental consistiu em ensaios de caracterização das unidades, da argamassa, da interface e da alvenaria. A segunda fase consistiu em ensaios de modelos em formato H constituídos por paredes unidas de acordo com a topologia de ligação proposta. Esses modelos foram submetidos a um carregamento estático para avaliação da capacidade de transferência de solicitações cisalhantes da ligação.

A Figura 1.1 apresenta o esquema geral do modelo proposto por Capuzzo Neto (2005) para obtenção da resistência ao cisalhamento das paredes, e que foi empregado nesta pesquisa.

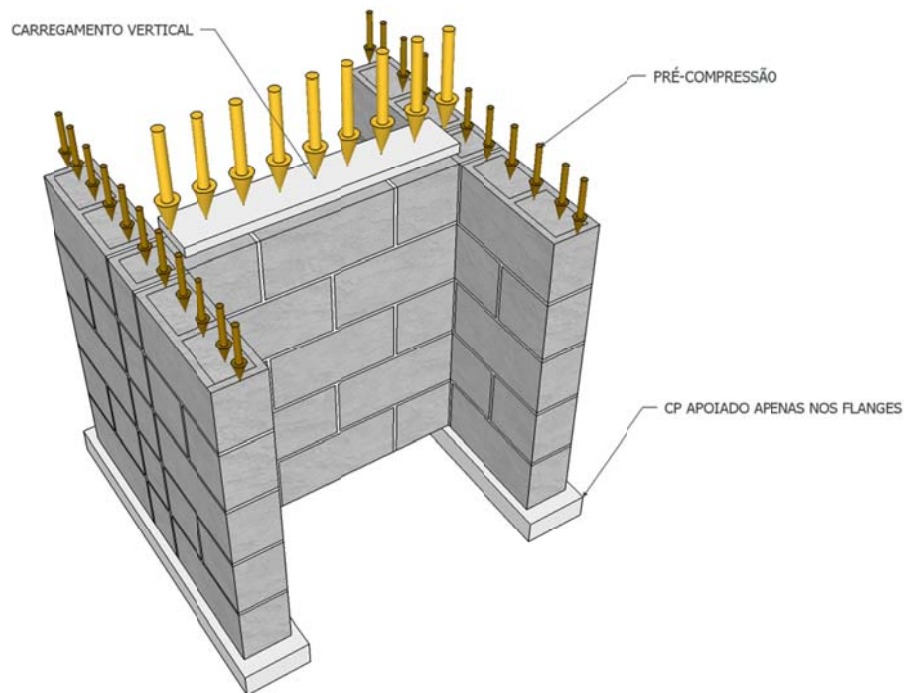


Figura 1.1 – Esquema geral do modelo ensaiado.

O modelo apresentado 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.

Após a etapa experimental da pesquisa, foi realizada a terceira etapa da metodologia proposta: o estudo numérico do comportamento dos modelos, pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o programa DIANA[®] 9.4.4.

1.4 Organização da Tese

No Capítulo 1 é apresentada uma breve introdução, seguindo-se o objetivo, justificativas para a realização do trabalho e a metodologia adotada no trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica a respeito do comportamento das paredes interconectadas. São apresentados alguns aspectos importantes das ligações para compreensão do mecanismo de transferência de solicitações cisalhantes entre as paredes.

No Capítulo 3 é descrita a primeira etapa do programa experimental: a caracterização dos componentes e da alvenaria.

No capítulo 4 é apresentada a segunda etapa do programa experimental desenvolvido neste trabalho, que consiste na execução e ensaio dos painéis em formato H. Nesse capítulo são descritos os procedimentos dos ensaios realizados, a geometria dos modelos, a instrumentação, o esquema de carregamento e a apresentação dos resultados.

A modelagem numérica dos painéis H é apresentada no capítulo 5, e no Capítulo 6 são apresentadas as análises dos resultados em comparação com as prescrições das normas de diversos países e com os resultados experimentais de outros autores.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas com o trabalho, e ainda neste capítulo são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas consultadas.

O Apêndice A apresenta as tabelas e gráficos obtidos no programa experimental e o Apêndice B apresenta um teste estatístico de valores espúrios.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 *Considerações iniciais*

A alvenaria é um material composto por unidades que podem estar associadas a outros materiais, tais como, argamassa, graute e/ou aço, cujo conjunto é resistente, predominantemente, às forças de compressão. No entanto, a alvenaria está frequentemente sujeita a forças laterais, devendo, portanto, serem consideradas as resistências à tração e ao cisalhamento. Para compreender o comportamento da alvenaria sob diferentes estados de tensão é necessário um claro entendimento das propriedades do material compósito (unidade-argamassa).

A seguir apresenta-se uma revisão bibliográfica a respeito das características gerais da alvenaria relevantes para a compreensão do mecanismo resistente entre paredes interconectas, além de estudos realizados por outros autores sobre vários tipos de ligações.

2.2 *Características da alvenaria*

2.2.1 *Módulo de elasticidade da alvenaria*

O módulo de elasticidade da alvenaria com diferentes tipos de unidades e argamassas é um parâmetro bastante variável, e por esse motivo várias equações têm sido sugeridas para a sua determinação. Segundo Colville et al. (1993), alguns pesquisadores chegaram a considerar relações para estimar o módulo de elasticidade a partir da resistência da unidade e do tipo da argamassa. No entanto, tais relações se mostraram muito complexas para uso prático, principalmente porque exigiam uma precisão na estimativa de E que de fato não existe. Sendo assim, um retorno à simples relação, $E_m = k \cdot f'_m$ é frequentemente defendido pelos pesquisadores. A dificuldade com essa aproximação é chegar a um consenso de quais valores de k devem ser usados para alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto. Colville et al. (1993) realizaram um estudo experimental e chegaram à Equação 2.1 para obtenção do módulo de elasticidade da alvenaria de blocos vazados de concreto, E_{alv} . Sendo f_{alv} a resistência da alvenaria determinada por ensaios de prismas.

$$E_{alv} = 666f_{alv} \quad 2.1$$

Hendry et al. (1997) recomenda a Equação 2.2 como uma aproximação para o módulo de elasticidade da alvenaria, independente do material utilizado.

$$E_{alv} = 700f_{alv} \quad 2.2$$

O ACI 530:2011 relata que o projeto de alvenaria de blocos de concreto deve considerar o valor do módulo de elasticidade dado pela Equação 2.3, e o projeto de alvenaria de blocos cerâmicos pela mesma equação proposta por Hendry et al. (1997) (Equação 2.2), ou deve ser usado o módulo de elasticidade secante, obtido entre 5% e 33% da resistência à compressão máxima do prisma.

$$E_{alv} = 900f_{alv} \quad 2.3$$

A EN 1996-1-1:2005 afirma que o módulo de elasticidade a ser considerado deve ser obtido experimentalmente a um terço da resistência da alvenaria. Quando os ensaios recomendados pelas normas não puderem ser realizados, o módulo de elasticidade, E_{alv} , pode ser obtido pela Equação 2.4, sendo $f_{alv,k}$ a resistência à compressão característica da alvenaria. Esta norma recomenda ainda que para verificações de estado limite de serviço, um fator de 0,6 seja aplicado ao módulo de elasticidade.

$$E_{alv} = 1000f_{alv,k} \quad 2.4$$

A BS 5628:2005 também estabelece a Equação 2.3 como forma de obter o módulo de elasticidade da alvenaria, tanto para blocos de concreto, cerâmicos ou sílico-calcáreos, e qualquer tipo de argamassa.

A ABNT NBR 15812-1:2010 e a ABNT NBR 15961-1:2011 especificam as equações 2.5 e 2.6 para os módulos de elasticidade de alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto, respectivamente. Sendo f_{pk} a resistência característica de compressão simples do prisma. E assim como a EN 1996-1-1:2005, também fazem uma ressalva quanto as verificações de estado limite de serviço, que é a redução dos módulos de elasticidade em 40%, para considerarem de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

$$E_{alv} = 600f_{pk} \quad (E_{alv} < 12GPa) \quad 2.5$$

$$E_{alv} = 800f_{pk} \quad (E_{alv} < 16GPa) \quad 2.6$$

2.2.2 Tipo de Assentamento

No processo de construção, o tipo de assentamento da argamassa pode ser determinante na produção e no rendimento da obra. Na prática são utilizados dois tipos de assentamentos das unidades: assentamento ou argamassamento parcial e assentamento ou argamassamento total. No argamassamento total a argamassa é colocada em todas as faces das paredes dos blocos incluindo os septos transversais (Figura 2.1a), e no argamassamento parcial, também chamado de assentamento em cordão, a argamassa é colocada apenas nas paredes longitudinais dos blocos (Figura 2.1b).



Figura 2.1 – (a) Argamassamento total; (b) argamassamento parcial.

O argamassamento parcial apresenta algumas vantagens em relação ao argamassamento total, dentre as quais destacam-se a economia e produtividade da obra. Além disso, Parsekian (2002) afirma que em alvenarias aparentes o argamassamento parcial promove uma maior estanqueidade, pois não há ligação entre os cordões de argamassa das laterais dos blocos, o que evita a transferência de umidade externa. No entanto, o tipo de argamassamento também pode alterar a resistência da alvenaria, a distribuição de tensões, a fissuração e a ruptura das paredes estruturais. A ausência de argamassa nos septos dos blocos provoca concentração de tensões, reduzindo a resistência da alvenaria.

Shrive (1982)¹ *apud* Mohamad (2007) realizou ensaios de compressão uniaxial em prismas de blocos de concreto utilizando argamassamento lateral. Nos ensaios, Shrive (1982) observou o desenvolvimento de tensões de tração na face lateral dos prismas causado pela rotação e esmagamento da argamassa, que trabalhava com apoio dos blocos, o que levou o material à ruptura por flexão. A Figura 2.2 apresenta a ruptura do prisma com o mecanismo causador de tensões horizontais.

¹ SHRIVE, N. G., *The failure mechanism of face-shell bedded (ungROUTED and unreinforced) masonry subjected to compressive loading*. The International Journal of Masonry Construction. Vol. 2, Nº 3, p. 115-128, 1982.

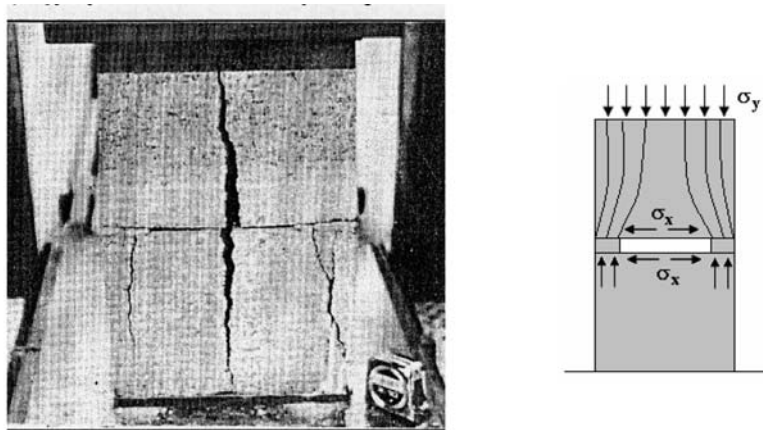


Figura 2.2 – Modo de ruptura e mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto, com assentamento nas faces longitudinais (SHRIVE, 1982 apud MOHAMAD, 2007).

Colville e Wolde-Tinsae (1991) analisaram 224 prismas, sendo 115 com assentamento lateral e 109 com assentamento total, e observaram o efeito do tipo de assentamento da argamassa na resistência à compressão de alvenaria de blocos de concreto. Colville e Wolde-Tinsae (1991) chegaram as seguintes conclusões do trabalho: (a) a resistência à compressão dos prismas vazados deve ser calculada com base na área de assentamento da argamassa; (b) a resistência à compressão dos prismas vazados (calculado na área de assentamento da argamassa) é aproximadamente 8% menor para prismas com assentamento total do que para prismas com assentamento lateral. Assim, Colville e Wolde-Tinsae (1991) sugerem que os ensaios de prismas sejam sempre executados com argamassamento total, uma vez que o valor de resistência à compressão pode ser extrapolado para o caso de assentamento lateral, desde que se utilize apenas a área de assentamento como referência.

Ganesan e Ramamurthy (1992), por meio de análise numérica realizada pelo método dos elementos finitos em modelo tridimensional, estudaram o comportamento de prismas de blocos de concreto sob compressão axial, e um dos parâmetros abordados nesse estudo foi o tipo de assentamento. Ganesan e Ramamurthy (1992) afirmam que o argamassamento lateral dos prismas implica no surgimento de grandes concentrações de tensão nas paredes transversais dos blocos e, portanto, nesses casos o critério de projeto deve ser a tensão de tração lateral e não a tensão de compressão axial, porque a tensão de tração lateral causará separação vertical dos septos dos painéis para forças muito menores que as observadas na compressão axial. A fissuração se inicia no septo central e uma vez que todos os septos estejam fraturados ao longo de todo o painel, o enrijecimento proporcionado por eles é

perdido completamente e as faces dos prismas agem como painéis independentes, com um aumento abrupto da esbeltez conduzindo a uma ruptura súbita. Por intermédio da simulação computacional esses autores puderam observar que ao aplicar a argamassa em todo o bloco as concentrações de tensão eram eliminadas.

Mata (2006) realizou um estudo numérico-experimental da influência do tipo de assentamento na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto. Esse autor realizou ensaios de prismas e pequenas paredes com os dois tipos de assentamento e uma análise numérica elástica-linear tridimensional usando o programa SAP[®]. Os resultados numéricos e experimentais obtidos por Mata (2006) mostraram que o padrão de assentamento influi consideravelmente na distribuição das tensões dos modelos. A força de ruptura dos modelos foi menor para todos os casos de assentamento lateral. Os modelos com assentamento lateral apresentaram maiores deformações, fissuras prematuras no septo do bloco central e perda da integridade do corpo de prova a um carregamento de baixa intensidade.

Pasquali (2007) ensaiou paredes de blocos cerâmicos maciços e vazados para três tipos de argamassa e variando o tipo de assentamento. Em todos os casos os modelos com assentamento lateral apresentaram menor resistência em relação aos modelos com assentamento total.

Izquierdo (2011) comparou resultados de ensaios de compressão de prismas e pequenas paredes, construídos com argamassamento parcial e com argamassamento total. Izquierdo (2011) concluiu que o efeito do tipo de argamassamento influencia notavelmente na resistência à compressão dos prismas e das pequenas paredes. Os modelos com argamassamento total apresentaram maior resistência e eficiência, sendo a diferença média de 36% e 14% para resistências de prismas e pequenas paredes, respectivamente. Izquierdo (2011) afirma ainda que há evidência estatística, estabelecendo-se um nível de significância de 5%, de que os prismas e pequenas paredes construídos com argamassamento total foram mais resistentes que aqueles com argamassamento parcial. A ruptura dos prismas, em geral, foi caracterizada pelo desenvolvimento de fissura vertical ao longo das suas espessuras, ocorrendo uma divisão das unidades através dos septos transversais. Essa fissura foi mais acentuada no caso dos modelos com argamassamento lateral, em virtude do desenvolvimento de tensões de tração na face lateral causadas pela rotação e esmagamento dos apoios, comportamento semelhante ao mencionado por Shrive (1982).

A AS 3700:2001 prescreve que para alvenaria com blocos cerâmicos ou de concreto, com argamassamento parcial e argamassa em volume de 1:1:6, a resistência característica na área líquida deve ser corrigida por um fator 1,6, enquanto que para alvenarias com argamassamento total este fator é 1,4.

A ABNT NBR 15961-1:2011 determina que a resistência característica à compressão da alvenaria f_k deve ser corrigida pelo fator 0,80 para o caso de assentamento lateral, quando a resistência for determinada com base no ensaio de prisma ou pequena parede.

2.2.3 *Aderência*

A aderência pode ser definida como a capacidade de transferir tensões de tração e de cisalhamento na interface entre dois materiais adjacentes sem que haja separação entre eles. Segundo Medeiros e Sabbatini (1993), a insuficiência de aderência entre bloco e junta de argamassa pode prejudicar praticamente todas as propriedades de uma parede de alvenaria. Entre os muitos parâmetros que afetam a aderência da argamassa na alvenaria, incluem-se: o fator água/cimento, o teor de ar incorporado, as condições de cura e o tipo da argamassa utilizado, além das propriedades do bloco. As propriedades dos blocos mais importantes em relação à aderência são: o índice de absorção inicial (sucção) e as condições superficiais (partículas soltas, textura e capilaridade). Parsekian et al. (2012) afirmam que a compatibilidade entre a argamassa e o bloco é o fator principal para uma boa aderência, e que essa é obtida tendo-se de uma boa trabalhabilidade da argamassa, com retenção de água compatível com a absorção inicial do bloco, e depende da rugosidade da superfície do bloco e das condições ambientais (temperatura e umidade) durante o assentamento.

A argamassa apresenta grande influência na aderência bloco-argamassa que reflete na resistência à tração e no cisalhamento da alvenaria, solicitações que ocorrem principalmente quando há forças laterais. No caso das ações laterais serem predominantes sobre a ação vertical, a aderência entre o bloco e a argamassa passa a ser uma propriedade determinante na alvenaria.

Carasek (1996) afirma que a aderência decorre de três propriedades da interface: resistência de aderência à tração, resistência de aderência ao cisalhamento e extensão de aderência, que é a razão entre a área de contato efetivo e a área superficial da unidade.

De acordo com Castro (2003), a resistência de aderência à tração das interfaces unidade-argamassa é uma propriedade muito importante das construções de alvenaria, pois na

maioria das vezes o comportamento não linear é originado por fissuras nas juntas de argamassa. Dessa forma, observa-se que o comportamento não linear das juntas é controlado pela interface unidade-argamassa.

Diferentes tipos de ensaios têm sido usados para avaliar a resistência à tração da alvenaria. Basicamente os ensaios de resistência de aderência à tração podem ser divididos em duas categorias principais: ensaios de resistência de aderência à tração direta e ensaios de resistência de aderência à tração na flexão.

Segundo Almeida (2002), o ensaio de tração direta é mais adequado para avaliação do comportamento não linear da junta, pois quando realizado com controle de deslocamentos, é possível obter os parâmetros relevantes da Mecânica do Fraturamento. No entanto, esse ensaio é de difícil execução, pois requer equipamentos que permitam aplicar uma distribuição de tensão uniforme na interface unidade-argamassa, além de grande precisão na confecção dos modelos para que imperfeições construtivas não afetem os resultados.

Pelo que se tem conhecimento o ensaio de tração direta não é normalizado. Dessa forma, toma-se como referência procedimentos recomendados por diversos autores para realização desse ensaio. Em geral, o ensaio de tração direta consiste em um prisma de duas unidades ligadas por uma única junta de argamassa, solicitado à tração axial. A Figura 2.3 apresenta a configuração de um ensaio típico de tração direta sob controle de deslocamentos.

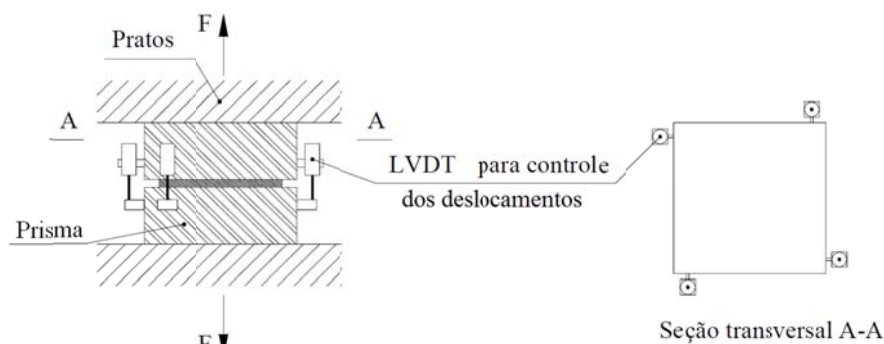


Figura 2.3 – Esquema de ensaio de tração direta (ALMEIDA, 2002).

Mata (2011) realizou ensaios de tração direta em prismas de blocos de concreto vazados e argamassas de traços 1:0,5:4,5 (A1) e 1:1:6 (A2). As resistências à tração média dos prismas foram 0,085 MPa e 0,093 MPa, com coeficiente de variação 34,1% e 31,8%, respectivamente, para argamassas A1 e A2. O alto coeficiente de variação ressalta a grande

variabilidade dos resultados que está associada à natureza frágil da ruptura da argamassa na tração.

Segundo Van der Pluijm (1999), o diagrama apresentado na Figura 2.4 pode ser obtido se o ensaio de tração das unidades de alvenaria, ou juntas de argamassa, for realizado com controle de deslocamentos.

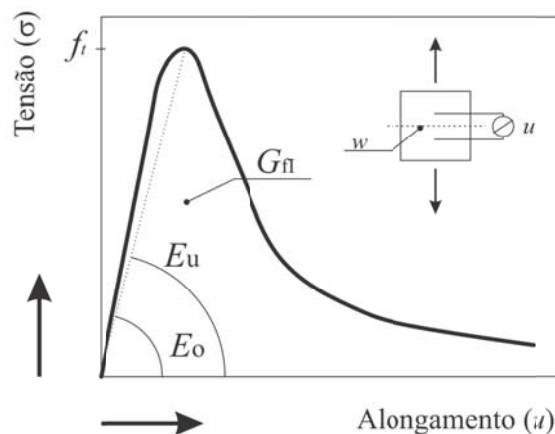


Figura 2.4 – Diagrama tensão *versus* deslocamento (u) do ensaio de tração direta com controle de deslocamentos (Van der PLUIJM, 1999).

Nesse caso, a força transferida não decresce imediatamente até zero, mas diminui gradualmente. Esse tipo de comportamento é denominado de “amolecimento”. O amolecimento é um decréscimo gradual da resistência mecânica do material sob um acréscimo contínuo da deformação. É uma característica importante dos materiais quase-frágeis, como blocos cerâmicos, argamassas e concretos, que rompem por causa do processo progressivo de crescimento interno de fissuras. Esse comportamento mecânico é comumente atribuído à heterogeneidade do material devido à presença de fases diferentes e defeitos dos materiais, como fendas e vazios. No trecho anterior ao amolecimento, a relação tensão-deslocamento é linear, até próximo do valor máximo das tensões. Segundo Lourenço (1998), a obtenção desse diagrama é importante, pois permite avaliar os mecanismos de fraturamento pós-pico que podem ser usados como dados de entrada para modelos não lineares avançados.

O princípio do ensaio de resistência à tração na flexão é a imposição da flexão na parede de alvenaria até a ruptura. Desse modo o ensaio mede a resistência de aderência no contorno da junta de argamassa. Contudo, a resistência nesse ponto pode não ser representativa das resistências de todas as juntas.

Apesar de ser um ensaio relativamente simples de executar, Almeida (2002) alerta para a dificuldade em relacionar objetivamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Além disso, a forma da lei de amolecimento obtida nos dois tipos de ensaios é distinta, uma vez que os micro-mecanismos mobilizados não são exatamente os mesmos.

A ASTM C1072-12:2013 e a AS 3700:2001 indicam o ensaio de alavanca, denominado *Bond wrench test*, para obtenção da resistência à tração na flexão. Esse ensaio tem como equipamento um braço de alavanca fixado no bloco superior de um prisma, sendo o bloco inferior preso em uma estrutura de apoio, conforme a Figura 2.5. Esse ensaio permite a obtenção de vários resultados no mesmo corpo de prova, pois após ser ensaiada a junta superior, as demais também podem ser testadas.

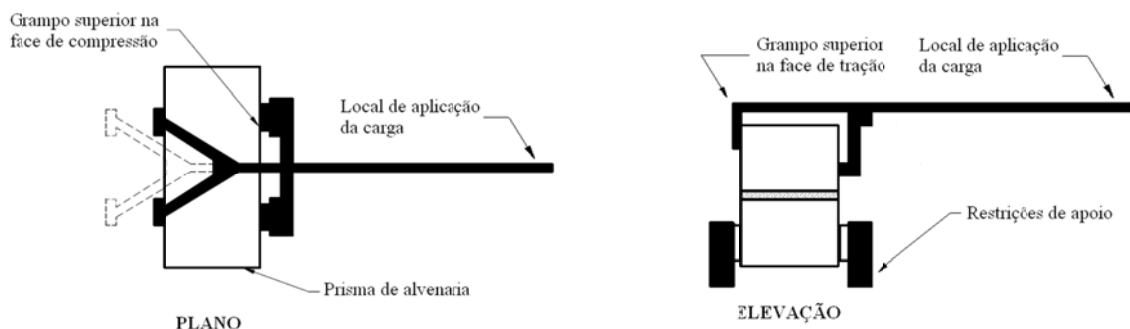


Figura 2.5 – Esquema do ensaio *Bond Wrench*.

A EN 1052-2:1999 indica o ensaio de tração na flexão em viga biapoiada, com carregamento concentrado em dois pontos (Figura 2.6). Segundo Parsekian et al. (2012), esse ensaio gera resultados bastante dispersos, porém, permite a obtenção de um valor limite inferior, pois a ruptura ocorre em uma junta com momento máximo e sem nenhum outro mecanismo de resistência que não seja a aderência bloco-argamassa.

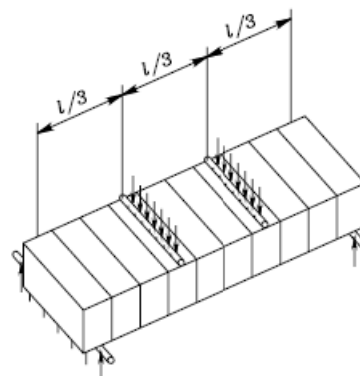


Figura 2.6 – Ensaio de tração na flexão em corpos de prova de alvenaria (PARSEKIAN et al., 2012).

A ABNT NBR 15961-1:2011 e a ABNT NBR 15812-1:2010 estabelecem que no caso de ações temporárias, como por exemplo as de vento, permite-se a consideração da resistência à tração da alvenaria sob flexão, de acordo com os valores característicos definidos na Tabela 2.1, válidos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos, e juntas verticais preenchidas. Para outros casos a resistência à tração na flexão deve ser determinada experimentalmente por meio do ensaio de flexão em quatro pontos.

Tabela 2.1 – Valores característicos da resistência à tração na flexão da alvenaria de acordo com a ABNT NBR 15961-1:2011 e a ABNT NBR 15812-1:2010 – f_{tk} (MPa).

Direção da tração	Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA: 1) Valores relativos à área bruta

A CSA S304.1:2004 também indica que a resistência à tração na flexão da alvenaria deve ser determinada pelos ensaios da ASTM E72:2010 ou ASTM C1072–12:2013, que são o da viga biapoiada e o de alavanca, respectivamente. No entanto, na ausência de resultados experimentais a CSA S304.1:2004 indica que a resistência à tração na flexão de projeto para alvenaria não armada deve ser de acordo com o especificado na Tabela 2.2, que são valores definidos em função da unidade e da argamassa.

Tabela 2.2 – Resistência à tração na flexão da alvenaria, f_{tk} (MPa) (CSA S304.1:2004).

Tipo da unidade	Juntas verticais (MPa)		Juntas horizontais (MPa)	
	Tipo de argamassa		Tipo de argamassa	
	S*	N*	S	N
Tijolo cerâmico maciço	0,70	0,50	1,40	1,00
Tijolo cerâmico vazado	0,30	0,20	0,60	0,40
Bloco e tijolo de concreto	0,45	0,30	0,90	0,60
Tijolo de silicato de cálcio	0,45	0,30	0,90	0,60
Bloco e tijolo vazados grauteados	0,70	0,50	0,90	0,60

* Argamassas tipo S correspondem a argamassas de resistência à compressão de 12,5 MPa em laboratório e 8,5 MPa “in situ”.

♦ Argamassas tipo N correspondem a argamassas de resistência à compressão de 5,0 MPa em laboratório e 3,5 MPa “in situ”.

O ACI 530:2011 estabelece os valores apresentados na Tabela 2.3 como tensões admissíveis de tração devidas à flexão.

Tabela 2.3 – Tensão admissível de tração na flexão da alvenaria, f_t (MPa) (ACI 530:2011).

Direção da tração	Tipo da unidade	Traço de argamassa	
		1:0,25:3 ou 1:0,5:4,5	1:1:6
Normal à fiada	Bloco maciço	0,276	0,207
	Blocos vazado não grauteado	0,172	0,131
	Bloco vazado grauteado	0,448	0,434
Paralela à fiada	Bloco maciço	0,552	0,414
	Blocos vazado não grauteado ou parcialmente grauteado	0,345	0,262
	Bloco vazado grauteado	0,552	0,414

2.2.4 Energia de fraturamento

Na Mecânica do Fraturamento existem três modos básicos relacionados à forma de ruptura que permitem estudar os fatores de intensidade de tensão na ponta da fissura e seus mecanismos de propagação. Esses modos são definidos com respeito à separação geométrica das superfícies da fissura e são conhecidos como: Modo I, ou modo de abertura, caracterizado pela fissura que se propaga no plano que a contém, por abertura normal à face da fissura, sem qualquer variação angular; Modo II, ou modo cisalhante, ou seja, a fissura se propaga no plano e é ocasionada pelo escorregamento entre as faces na direção do comprimento da fissura; e, Modo III, ou modo de rasgamento, no qual a fissura pode se propagar no espaço por cisalhamento fora do plano na direção normal ao comprimento da fissura (Figura 2.7).

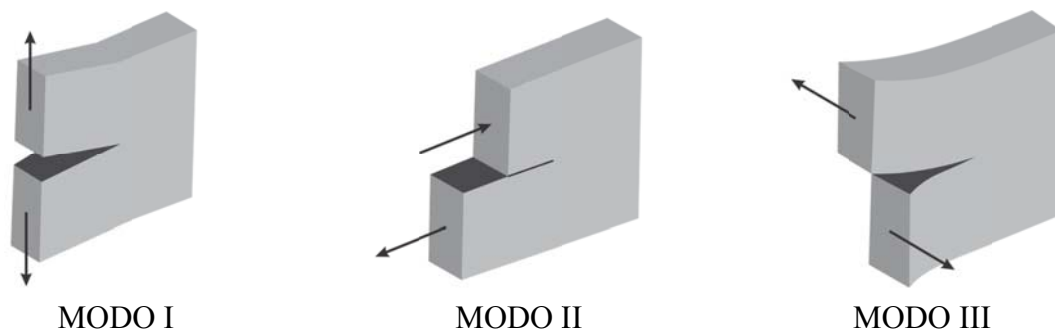


Figura 2.7 – Modos de fraturamento.

A ligação entre as unidades e argamassa é normalmente o elo mais fraco nas paredes de alvenaria. A resposta não linear das juntas, que é controlada pela interface da unidade-argamassa, é uma das características mais importantes da caracterização do comportamento da alvenaria. Dois diferentes fenômenos ocorrem na interface da unidade de argamassa, um associado à ruptura por tração (modo I) e o outro associado à ruptura por cisalhamento (modo II). (ALMEIDA, 2012).

Segundo Lourenço (1996), a energia de fraturamento G_f é definida como a energia necessária à formação de uma fissura de área unitária ao longo da interface unidade-argamassa.

O diagrama de tensão-deslocamento típico para materiais quase-frágeis na tração e na compressão é apresentado na Figura 2.8. Lourenço (1996) indica a possibilidade do comportamento pós-pico na tração e compressão ser descrito pela integral do diagrama de tensão-deslocamento no trecho compreendido após o valor do deslocamento correspondente ao pico de tensões. A integral desses diagramas definem as propriedades dos materiais denominados, respectivamente, energia de fraturamento na tração G_{fI} , e energia de fraturamento na compressão G_c (Modo I).

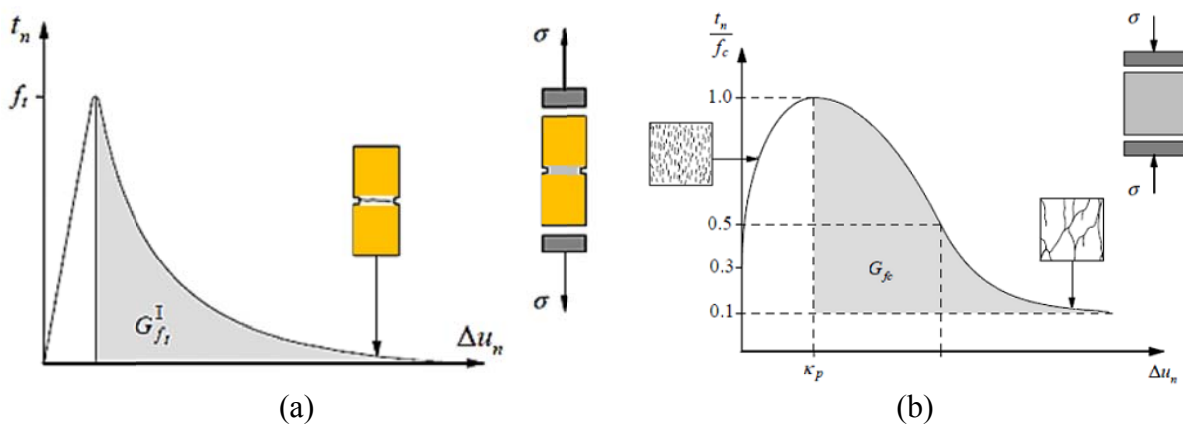


Figura 2.8 – Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição de energia de fratura - modo I: a) na tração; b) na compressão (Lourenço, 1996).

Ainda de acordo com Lourenço (1996), a alvenaria apresenta outro tipo de mecanismo de ruptura, que consiste no deslizamento da interface entre a unidade e argamassa quando submetida a uma força de cisalhamento, ver Figura 2.9.

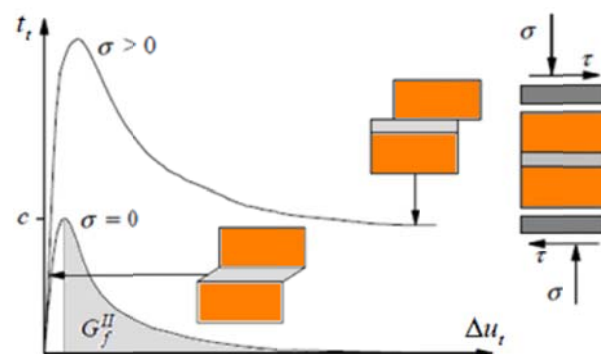


Figura 2.9 – Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição do modo II da energia de fratura (c indica a coesão) (LOURENÇO, 1996).

Novamente presume-se que o comportamento inelástico no cisalhamento pode ser descrito pelo modo II da energia de fraturamento, definida pela integral do diagrama de tensão-deslocamento, na ausência de carga normal confinante. A ruptura por cisalhamento é uma característica importante do comportamento da alvenaria que deve ser incorporada na estratégia de micro-modelagem.

2.2.5 Resistência ao cisalhamento

Em termos de cisalhamento as paredes de alvenaria exibem um comportamento complexo devido à presença de planos de fraqueza ao longo das juntas. Assim, tem havido consideráveis pesquisas concentrando-se na análise do comportamento de cisalhamento de paredes de alvenaria.

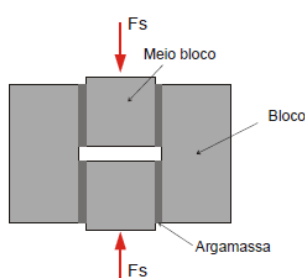
Para se prever a resistência ao cisalhamento de paredes de alvenaria é necessário conhecer a resistência ao cisalhamento da junta. Jukes e Riddington (1997) afirmam que a resistência ao cisalhamento das juntas está relacionada com a tensão de compressão atuando através das mesmas e que, para as intensidades de tensão de compressão tipicamente encontradas em estruturas (normalmente menores que 2 MPa), essa relação pode ser representada razoavelmente pela lei de atrito de Coulomb, na forma da Equação 2.7.

$$\tau_u = f_{v0} + \tan \varphi \cdot \sigma \quad 2.7$$

Em que τ_u é a resistência ao cisalhamento da junta, f_{v0} é a resistência ao cisalhamento por aderência inicial (quando $\sigma = 0$), também denominada de coesão; $\tan \varphi$ é a tangente do ângulo de atrito da interface entre a unidade e a argamassa; σ é a tensão de pré-compressão normal à junta. Esse efeito já é reconhecido tanto pelas normas nacionais quanto internacionais.

Durante anos diferentes métodos de ensaio para medir a resistência ao cisalhamento da junta vêm sendo desenvolvidos. Idealmente um dispositivo de carregamento para um ensaio desse tipo deve produzir distribuição de tensões de cisalhamento e tensões normais na junta, tal que a ruptura seja iniciada simultaneamente em todos os pontos ao longo de toda a interface. No entanto, segundo Riddington et al. (1997) e Lourenço et al. (2003), nenhum método de ensaio consegue reproduzir uma distribuição totalmente uniforme das tensões normais e tangenciais. Alguns métodos de ensaio, contudo, produzem melhores distribuições de tensão do que outros, mas nenhum pode ser considerado ideal.

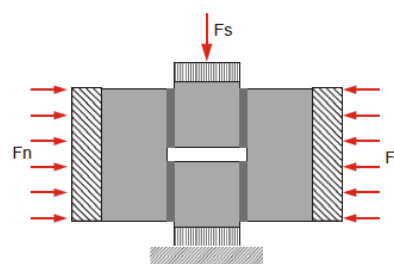
Jukes e Riddington (1997) realizaram uma revisão bibliográfica dos métodos de ensaio para determinar a resistência ao cisalhamento das juntas. Paralelamente, Riddington et al. (1997) realizaram um estudo numérico a fim de avaliar qual o melhor método de ensaio a ser utilizado. Ao final, os autores também propuseram um método de ensaio de cisalhamento. A Figura 2.10 apresenta alguns esquemas de ensaio de cisalhamento da junta, dentre os trabalhos estudados.



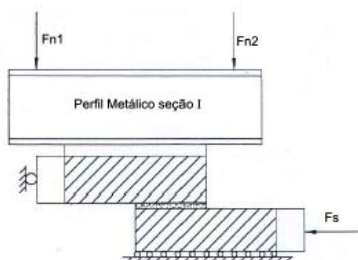
Sinha e Hendry (1975)



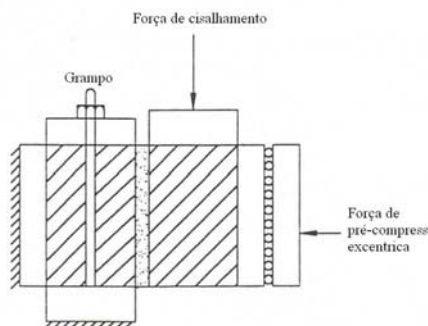
Nuss et al. (1978)



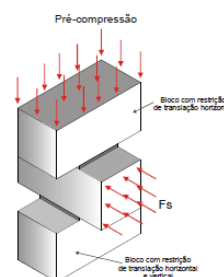
Hamid e Drysdale (1979)



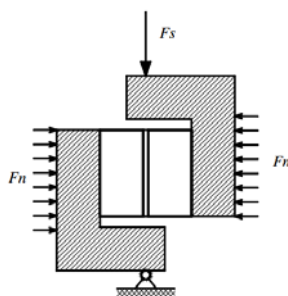
Hofmann e Stöckl (1986)



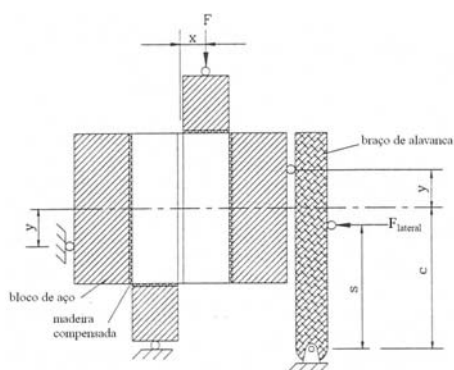
Hobbs e Roman (1988)



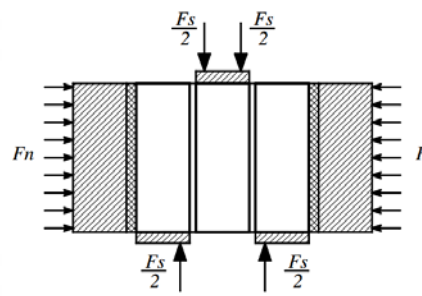
Amadio e Rajgelj (1991)



Van der Pluijm (1993)



Jukes e Riddington (1997)



EN 1052-3:2002

Figura 2.10 – Ensaio de cisalhamento propostos por diferentes autores.

Tanto os resultados experimentais quanto os resultados numéricos mostraram que o método proposto por Hofmann e Stöckl (1986) foi o que produziu distribuição de tensões mais uniformes. No entanto, esse ensaio requer o uso de um complexo aparato que não é

adequado para ser adotado como método de ensaio padrão. Dentre os outros métodos, o ensaio em tripletas, sugerido pela EN 1052-3:2002, parece ser uma boa opção e mostrou ser capaz de produzir resultados consistentes, desde que realizado com pré-compressão. Se, no entanto, esse ensaio é realizado sem pré-compressão, a resistência de aderência à tração pode influenciar na força de ruptura.

Segundo Van der Pluijm (1999), do ensaio de cisalhamento realizado com pré-compressão normal à interface, pode ser obtido um diagrama como o apresentado na Figura 2.11.

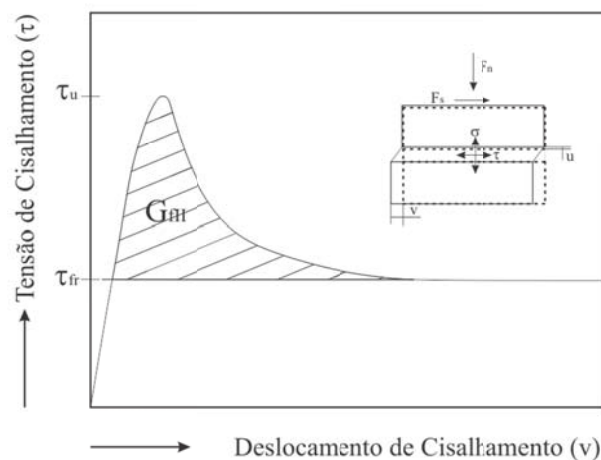
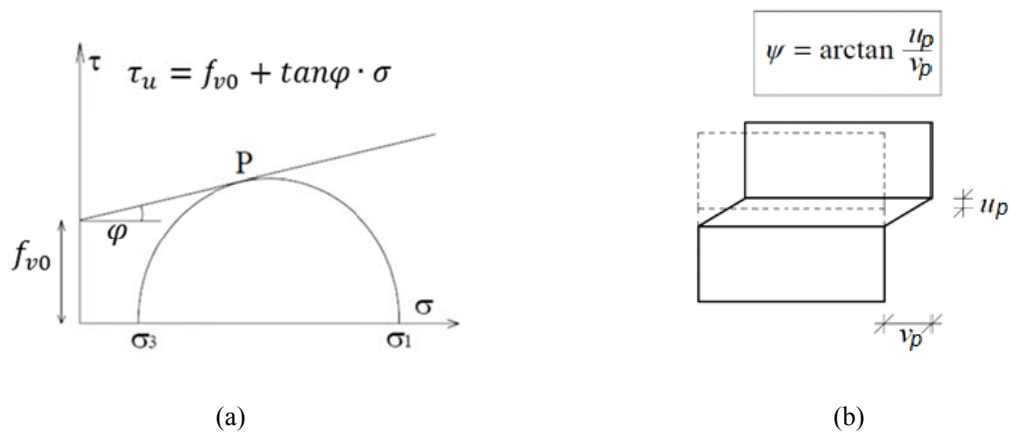


Figura 2.11 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* deslocamento do ensaio de cisalhamento sob compressão normal constante (Van der PLUIJM, 1999).

O diagrama apresentado na Figura 2.11 mostra uma grande similaridade com o diagrama do ensaio sob tração (Figura 2.8a), exceto pelo prolongamento que não decresce até o zero, mas se torna constante a determinada intensidade de tensão de cisalhamento. O trecho descendente entre τ_u e τ_{fr} pode ser visto como amolecimento da coesão.

O ângulo de atrito interno do material e a coesão podem ser determinados a partir da reta tangente ao círculo de Mohr, como mostra a Figura 2.12a.

Outra característica relevante das juntas de alvenaria é o denominado ângulo de dilatância, ψ , especialmente quando se trata de modelagem numérica. A relação entre o deslocamento normal plástico u_p e o deslocamento tangencial plástico v_p resulta no coeficiente de dilatância ($\tan \psi$), que mede a variação do volume devida ao cisalhamento, ver Figura 2.12b.



(a) (b)
 Figura 2.12 – Definição dos ângulos de atrito e de dilatância.

Geralmente o ângulo de dilatância tende para zero mediante deslocamento de cisalhamento crescente e aumento da tensão normal de confinamento, e para aplicações práticas Lourenço (1996) recomenda a dilatância igual a zero.

Com base nos dados de Van der Pluijm (1992) (ver Figura 2.13), Van Zijl (2004) representou a relação entre os deslocamentos plásticos, normal e de cisalhamento, por meio de uma função exponencial dada pela Equação 2.8.

$$u_p = \frac{\psi_0}{\delta} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right) (1 - e^{-\delta v_p}) \quad 2.8$$

Em que:

ψ_0 – valor da dilatância quando a pré-compressão é nula;

σ_u – valor da pré-compressão quando a dilatância é nula;

δ – coeficiente de degradação da dilatância.

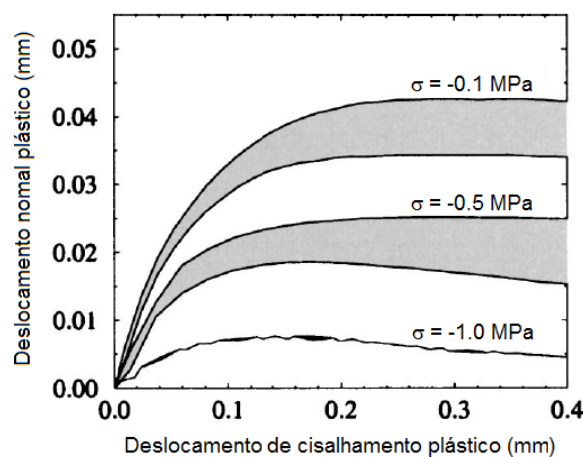


Figura 2.13 – Relação deslocamento normal plástico *versus* deslocamento de cisalhamento plástico baseado nos ensaios de Van der Pluijm (1992).

O ensaio de cisalhamento permite obter importantes características que descrevem o comportamento do cisalhamento das juntas de interface, e são necessárias para abastecer o modelo numérico em uma abordagem de micromodelagem. Essas propriedades incluem resistência ao cisalhamento, energia de fraturamento no modo II, coesão, ângulo de dilatância e rigidez tangencial da junta.

A normalização brasileira prescreve que as resistências características ao cisalhamento em juntas horizontais não devem ser maiores que os valores apresentados na Tabela 2.4 em função da faixa de resistência da argamassa. Os valores são válidos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas. Para outros casos a resistência ao cisalhamento deve ser determinada conforme ABNT NBR 14321:1999, que apresenta o ensaio de compressão diagonal para avaliar a resistência ao cisalhamento. Esse ensaio consiste em aplicar a carga nas extremidades de uma pequena parede inclinada a 45° como mostra a Figura 2.14. A ASTM E519:2010 também especifica este método de ensaio para determinar a resistência de tração diagonal.

Tabela 2.4 – Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais (ABNT NBR 15961:2011).

Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Obs.: Sendo σ a tensão normal de pré-compressão na junta.

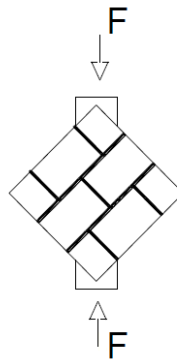


Figura 2.14 – Ensaio de compressão diagonal (ASTM E519:2010 e ABNT NBR 14321:1999).

A norma britânica também apresenta recomendações para resistências ao cisalhamento de juntas horizontais em relação ao traço de argamassa utilizada, ver Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais recomendadas pela BS 5628:2005.

Tipo de argamassa	Traço em volume	Resistência ao cisalhamento (MPa)	Resistência ao cisalhamento máxima (MPa)
<i>i</i>	1 : 0 a 0,25 : 3	0,35 + 0,6 σ	1,75
<i>ii</i>	1 : 0,5 : 4 a 4,5	0,35 + 0,6 σ	1,75
<i>iii</i>	1 : 1 : 5 a 6	0,15 + 0,6 σ	1,40
<i>iv</i>	1 : 2 : 8 a 9	0,15 + 0,6 σ	1,40

A EN 1996-1-1:2005 estabelece a resistência característica ao cisalhamento das juntas em função do tipo de unidade e argamassa. A Tabela 2.6 apresenta os valores recomendados pela referida norma para blocos cerâmicos e de concreto.

Tabela 2.6 – Valores de resistência ao cisalhamento recomendadas pela EN 1996-1-1:2005.

Tipo de unidade	Tipo de argamassa	Resistência ao cisalhamento (MPa)
Concreto	M2,5-M9	0,15 + 0,4 σ
Cerâmico	M10-M20	0,30 + 0,4 σ
	M2,5-M9	0,20 + 0,4 σ
	M1-M2	0,10 + 0,4 σ

Vale ressaltar que cada norma possui um método específico de ensaio para obtenção da resistência ao cisalhamento da junta de argamassa, e, portanto devem ser observadas as devidas diferenças para o caso de uma comparação direta entre elas.

Candia (1994) avaliou a resistência de aderência ao cisalhamento por meio de ensaios de cisalhamento direto sem pré-compressão e compressão diagonal em paredes de dimensões 1200 mm x 1200 mm, utilizando blocos cerâmicos de dimensões 290 mm x 140 mm x 190 mm e resistência à compressão de 17,1 MPa. Nesses ensaios foram empregadas três tipos de argamassa de acordo com a norma britânica: *ii* (1:0,5:4,5); *iii* (1:1:6) e *iv* (1:2:9) com resistência à compressão de 6,03 MPa, 3,26 MPa e 1,47 MPa, respectivamente. Os resultados obtidos com os ensaios de compressão diametral foram 0,275 MPa, 0,244 MPa e 0,213 MPa, e com os ensaios de cisalhamento direto foram 0,309 MPa, 0,190 MPa e 0,113 MPa, respectivamente para as argamassas *i*, *ii* e *iii*.

Comparando-se os dois métodos estudados Candia (1994) concluiu que o ensaio de compressão diagonal forneceu valores de resistência de aderência ao cisalhamento mais confiáveis do que o ensaio de cisalhamento direto, em virtude dos menores coeficientes de variação dos resultados obtidos nesse método e à forma de ruptura que foi similar às das que ocorrem em paredes solicitadas por tensões laterais.

Miranda (2012) estudou a influência do preenchimento da junta de argamassa vertical no comportamento da alvenaria submetida ao cisalhamento. Para tanto a autora também realizou ensaios de compressão diagonal em paredes de dimensões 1200 mm x 1200 mm com blocos cerâmicos de 390 mm x 140 mm x 190 mm e resistência à compressão de 10,89 MPa. O traço de argamassa utilizado foi 1:0,5:4,5, com resistência à compressão 9,42 MPa. Miranda (2012) obteve como aderência ao cisalhamento o valor médio 0,30 MPa para paredes com todas as juntas verticais preenchidas e 0,15 MPa para paredes sem juntas verticais preenchidas, diferença bastante expressiva, embora os módulos de deformação transversal tenham sido considerados equivalentes.

Mata (2011) realizou ensaio de cisalhamento direto em juntas horizontais de prismas de blocos vazados de concreto de 390 mm x 140 mm x 190 mm, de resistência à compressão média de 12,9 MPa, utilizando dois traços de argamassa de acordo com a norma britânica: *ii* e *iii*. O ensaio foi realizado conforme recomendação da EN 1052-3:2002, em tripletas com quatro intensidades de pré-compressão. Os resultados médios de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais obtidos por Mata (2011) em função da pré-compressão foram $\tau = 0,235 + 0,624\sigma$ e $\tau = 0,208 + 0,612\sigma$, respectivamente, para argamassas *ii* e *iii*. Observa-se que não houve uma diferença apreciável desses parâmetros em função a argamassa. Os resultados característicos de resistência ao cisalhamento e de coeficiente de atrito se aproximaram dos resultados prescritos pela ABNT NBR 15812-1:2010, $\tau = 0,188 + 0,498\sigma$ e $\tau = 0,166 + 0,489\sigma$ para argamassas do tipo *ii* e *iii*, respectivamente.

2.2.6 Resistência ao cisalhamento da interface entre paredes

Outro parâmetro importante da alvenaria que deve ser observado é o cisalhamento entre as paredes interconectadas. Alguns ensaios têm sido propostos por diversos pesquisadores na intenção de se chegar a um valor de resistência ao cisalhamento na direção vertical de paredes interligadas. No entanto, esse valor ainda não é totalmente conhecido, pois essa característica depende de fatores como tipo de unidade, argamassa, tipo de ligação entre as paredes etc.

Segundo Drysdale et al. (2008), a adição de flanges em uma parede isolada é altamente eficaz para aumentar a resistência à flexão, mas o aumento de rigidez pode ocasionar um problema relacionado à concentração de tensões de cisalhamento nessa região. Drysdale et al. (2008) afirma que deve existir uma preocupação específica sobre o efeito de cisalhamento localizado resultante da súbita mudança de seção no cruzamento flange-alma e

que os métodos utilizados para ligar a alma e os flanges podem também ter um impacto sobre a capacidade de cisalhamento na interseção e a integridade estrutural da parede com flanges. Se a ligação entre a alma e o flange não é adequadamente projetada para resistir às tensões de cisalhamento induzidas pelas forças de cálculo esperadas, então uma porção significativa da rigidez e resistência das paredes de cisalhamento é perdida.

O ACI 530:2011, ao abordar o projeto de interseção de paredes, sugere que para a transferência de cisalhamento entre as paredes, a interseção ou a ligação de paredes deve adotar a um dos seguintes requisitos:

1. Pelo menos 50% das unidades de alvenaria na interface devem ser intertravadas (Figura 2.15);
2. As paredes devem ser ancoradas por conectores de aço em forma de U ou Z, grauteados na parede e que atendam aos seguintes requisitos – dimensões mínimas de 6,4 mm x 38,1 mm x 711 mm (espessura, largura e comprimento), com curva de 90° ao longo de cada extremidade, conforme Figura 2.16a, e espaçamento máximo de 1,22 m;
3. Cintas de ligação a meia altura com espaçamento máximo de 1,22 m (Figura 2.16b).

O ACI 530:2011 estabelece ainda que as tensões de cisalhamento no plano não devem exceder os valores seguintes:

- (1) $0,125 \sqrt{f_m}$; sendo f_m a resistência à compressão média da alvenaria em MPa ;
- (2) $0,83 MPa$;
- (3) $v + 0,45 N_v/A_n$; sendo N_v e A_n a força de compressão vertical e área líquida da seção transversal, respectivamente, e
 - $v = 0,26 MPa$ para alvenarias não grauteadas com amarração direta;
 - $v = 0,26 MPa$ para alvenarias grauteadas com juntas verticais aprumadas;
 - $v = 0,41 MPa$ para alvenarias grauteadas com amarração direta;
- (4) $0,10 MPa$ para alvenaria com outro tipo de amarração.

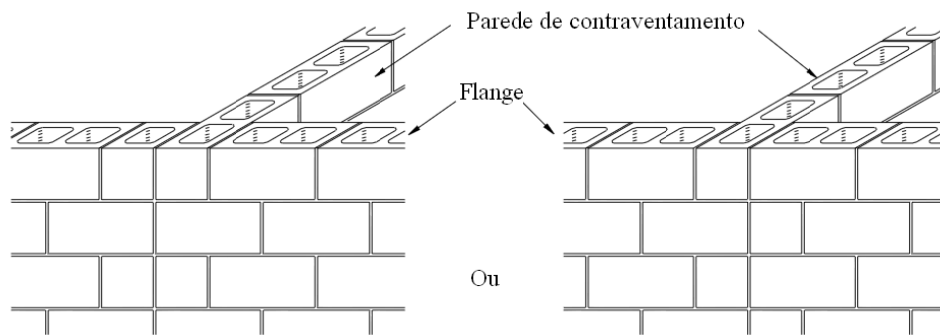


Figura 2.15 – Interseção de paredes com amarração direta (ACI 530, 2011).

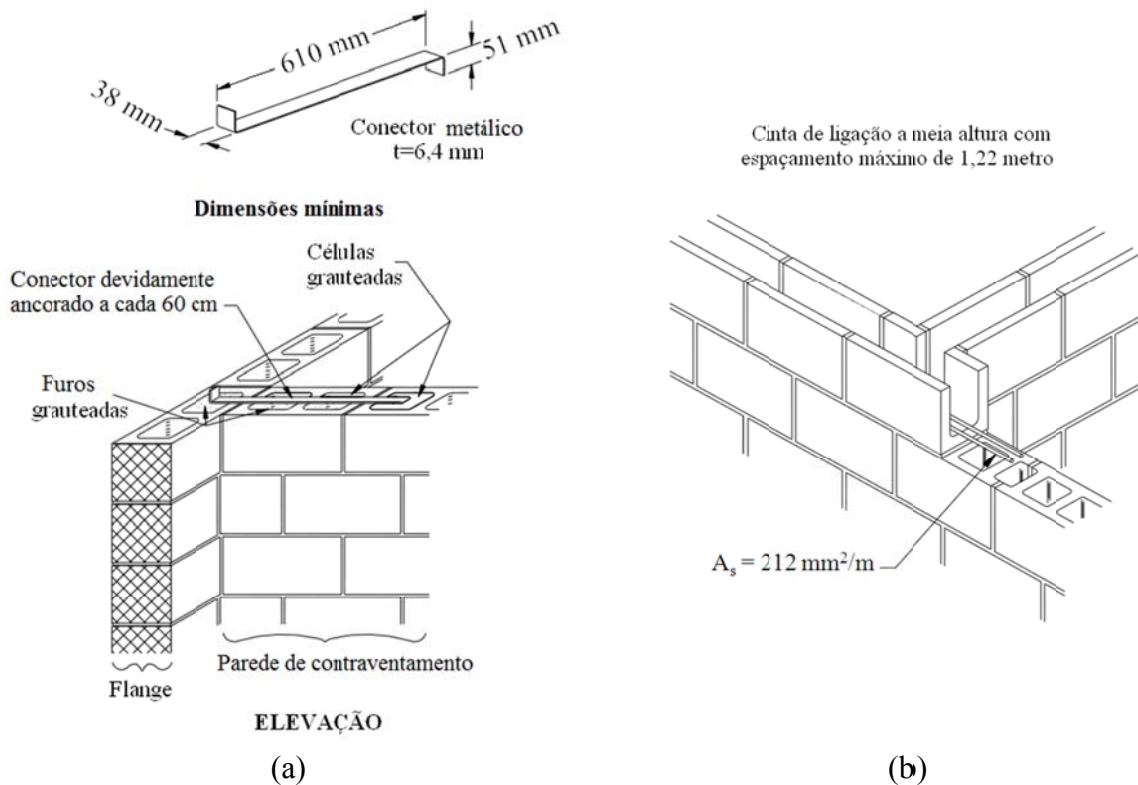


Figura 2.16 – (a) Conectores metálicos e graute nas interseções das paredes; (b) cintas de ligação para paredes de cisalhamento com flanges (ACI 530, 2011)

A BS 5628:2005 aponta os seguintes valores de resistência característica ao cisalhamento da alvenaria com amarração direta na direção vertical (Figura 2.17):

(1) Para tijolo maciço

(a) $0,7 \text{ MPa}$ – para argamassas tipo (i) e (ii)

(b) $0,5 \text{ MPa}$ – para argamassas tipo (iii) e (iv)

(2) Para bloco sólido de concreto de agregado denso com resistência mínima de 7 MPa

(a) $0,35 \text{ MPa}$ – para argamassas tipo (i), (ii) e (iii)

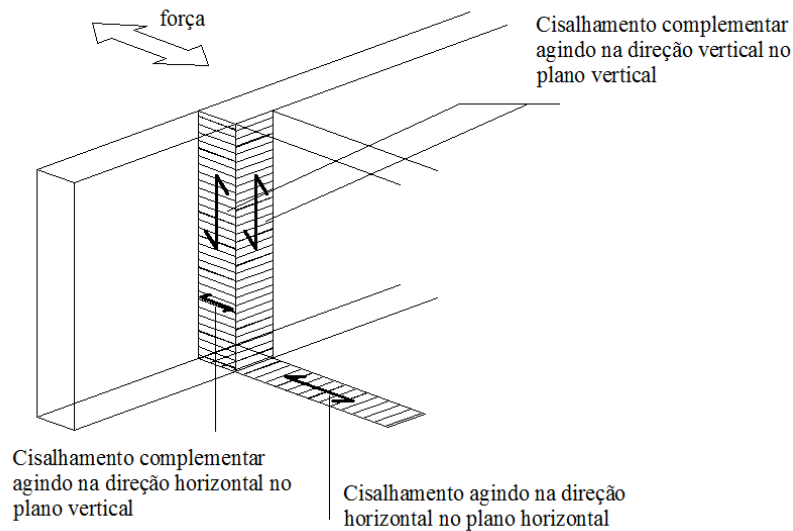


Figura 2.17 – Forças de cisalhamento atuando nos planos vertical e horizontal (BS 5628:2005).

Essa norma também estabelece que, para paredes sujeitas a carregamento lateral, a tensão de cisalhamento vertical entre dois elementos de uma seção, tal como as interfaces entre paredes, deve ser resistida por qualquer dos seguintes procedimentos:

- (a) Amarração direta entre as paredes, verificada pelas as considerações (1) e (2) supracitadas;
- (b) Seções retangulares planas (chapas metálicas) nas juntas horizontais atuando como conectores de cisalhamento, cujas dimensões e o espaçamento devem ser calculados conforme Equação 2.9.

$$r \cdot u = 12 t_w s v / (0,87 f_y) \quad 2.9$$

Em que:

r – largura do conector;

u – espessura do conector;

t_w – largura da seção de alvenaria submetida ao cisalhamento vertical;

s – espaçamento entre os conectores;

v – tensão de cisalhamento vertical entre na seção de alvenaria de cálculo;

f_y – tensão de escoamento do conector, com seu valor característico.

A ABNT NBR 15961-1:2011 e a ABNT NBR 15812-1:2010 estabelecem que as resistências características ao cisalhamento nas interfaces verticais de paredes com amarração direta não devem ser maiores que $0,35 \text{ MPa}$, no entanto não fazem menção a outros tipos de amarração.

A CSA S304.1:2004 estabelece que, quando as paredes estão ligadas por amarração direta, o cisalhamento vertical na interseção (v_m) não deve exceder o valor da Equação 2.10.

$$V_m = 0,16 \cdot \left(2 - \frac{M_f}{V_f \cdot d} \right) \cdot \sqrt{f'_m} \quad 2.10$$

Em que:

f'_m – resistência característica à compressão da alvenaria em MPa;

d – altura útil da seção;

M_f – momento na seção considerada;

V_f – força cortante na seção considerada;

$\frac{M_f}{V_f d}$ – deve estar compreendido entre 0,25 e 1,0.

A AS 3700:2001 estabelece que a resistência característica ao cisalhamento na direção vertical f'_{ms} deve ser dada de acordo com a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Resistência característica ao cisalhamento vertical f'_{ms} (AS 3700:2001).

Tipo de Ligação	f'_{ms} (MPa)
Sem conectores ou unidades interceptando o plano de cisalhamento (Junta a prumo)	Zero
Com conectores atravessando o plano de cisalhamento	(a) para juntas de argamassa: o menor valor entre $1,25 f'_{mt}$ e $0,35 \text{ MPa}$; ou
	(b) para juntas de argamassa de camada fina: Zero
Para alvenaria com amarração direta usual, ou se existirem unidades de alvenaria atravessando o plano de cisalhamento	(a) para alvenaria construída com unidades de concreto autoclavado: $0,6 r_h$
	(b) para alvenaria construída com outro tipo de unidade: $1,2 r_h$

O coeficiente r_h é a proporção do plano vertical que é atravessado por unidades de alvenaria, por exemplo, para o caso de amarração direta comum, onde 50% dos blocos cruzam

a interface vertical, r_h será 0,50. E f'_{mt} é a resistência característica de tração na flexão da alvenaria.

Essa norma estabelece que os conectores em juntas de argamassa, devem estar ancorados em pelo menos 50 mm na alvenaria em cada lado da interface. A Equação 2.11 apresenta a resistência ao cisalhamento de cálculo (V_c) do conector de seção retangular, e a Equação 2.12 a mesma resistência para conectores circulares.

$$V_c = \phi \frac{r u f_y}{12} \quad 2.11$$

$$V_c = \phi \frac{(d_{sc})^2 f_y}{18} \quad 2.12$$

Em que:

ϕ – fator redutor de resistência;

r – largura do conector;

u – espessura do conector;

f_y – resistência ao escoamento do conector, com seu valor característico;

d_{sc} – diâmetro do conector de cisalhamento.

Segundo Lissel et al. (2000), para ampliar as possibilidades de aplicação da alvenaria estrutural a melhoria na resistência ao cisalhamento é necessária, e disposições devem ser introduzidas aos códigos normativos para permitir os efeitos do padrão de ligação na resistência ao cisalhamento da alvenaria.

Os resultados de ensaios de avaliação da resistência ao cisalhamento no plano vertical entre paredes interconectadas, obtidos por diversos autores, serão apresentados nos itens seguintes.

2.3 Interação de paredes

A interação de paredes é um fenômeno que ocorre quando há transferência de forças por meio das interfaces comuns, devido à tendência de deslocamento relativo entre elas. Esse fenômeno pode ser ocasionado tanto por ações horizontais quanto por ações verticais,

proporcionando, assim, um aumento na resistência do conjunto quando as interfaces têm resistência suficiente.

Segundo Corrêa (2003), a interação devida às ações horizontais é atribuída à colaboração dos flanges provenientes de paredes que apresentam interseções. Em virtude dessa interação, o enrijecimento de paredes de contraventamento é reconhecido por inúmeras normas técnicas que permitem a sua consideração. A Figura 2.18 apresenta um exemplo de contribuição de flanges em painéis de contraventamento de acordo com as recomendações da ABNT NBR 15961-1:2011, ACI 530:2011 e AS 3700:2001. Essa contribuição aumenta a inércia dos painéis e conseqüentemente reduz as tensões normais.

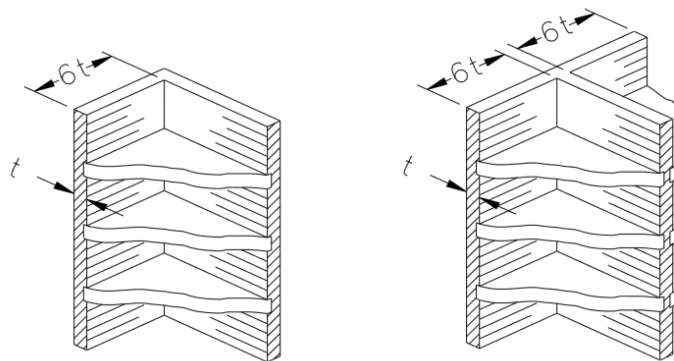


Figura 2.18 – Contribuição de flanges em painéis de contraventamento de acordo com o ACI 530:2011, AS 3700:2001 e ABNT NBR 15961-1:2011.

No caso da análise de paredes interconectadas submetidas a carregamento vertical e a tensões de compressão distintas, existe também a tendência de movimentação relativa na interface, ocasionando o aparecimento de forças cisalhantes que evidenciam a interação, como ilustra a Figura 2.19.

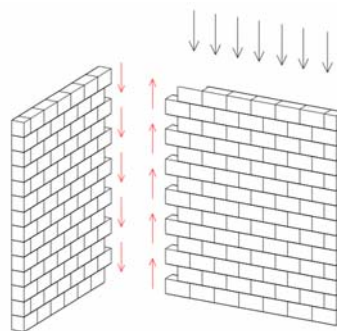


Figura 2.19 – Interação de paredes sob carregamento vertical (CORRÊA, 2003).

A interação ocorre devido à compatibilidade de deslocamentos na interface, sendo a natureza das tensões na interface a mesma das paredes solicitadas por carregamentos horizontais. A consequência direta no comportamento da estrutura é a tendência de uniformização das tensões normais ao longo da altura do edifício. Importante observar que tal tendência de uniformização só pode se efetivar se a interface das paredes tiver capacidade para absorver as forças cisalhantes decorrentes da interação.

Curtin et al. (1984) comentam de forma indireta a tendência de uniformização de tensões ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria, descrevendo o espalhamento de forças em uma parede isolada ou em paredes que se interceptam, no caso de intertravamento de blocos na interface. A Figura 2.20a mostra o espalhamento de uma força parcialmente distribuída em uma parede isolada, sendo geralmente tomado a 45° com a vertical, procedimento já consolidado em normas internacionais (BS 5628:2005; AS 3700:2001; ACI 530:2011). Quando a ligação entre paredes adjacentes é contínua, em virtude do intertravamento dos blocos, pode-se também admitir que parte da força parcialmente distribuída transfere-se de uma parede para a outra (Figura 2.20b). Nesse caso, Curtin et al. (1984) afirmam que o espalhamento deve depender da rigidez da parede adjacente, o que indica a influência da seção geométrica em planta dos painéis de alvenaria no fenômeno da interação.

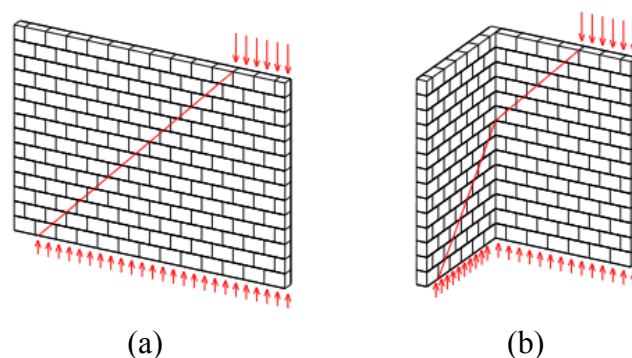


Figura 2.20 – Interação de paredes sob carregamento vertical (CORRÊA, 2003).

Um fator importante para o surgimento da interação de paredes é o tipo de ligação existente entre elas. Essa característica do processo construtivo interfere diretamente na intensidade das forças de interação, tornando-a mais ou menos intensa. A seguir são apresentados alguns trabalhos que analisam a influência do tipo de ligação de paredes interconectadas no comportamento das interfaces verticais.

2.4 Trabalhos experimentais sobre paredes interconectadas

2.4.1 Stockbridge (1967)

Stockbridge (1967)² apud Corrêa (2003) desenvolveu um trabalho pioneiro na observação da interação de paredes na Universidade de Edinburgh, Escócia. Esse autor realizou medidas de deformações em um edifício protótipo de cinco pavimentos, e comprovou a homogeneização das tensões de compressão, não somente em paredes isoladas, mas também em grupos de paredes.

Suas observações experimentais confirmaram dois aspectos importantes: a existência de forças de interação nas interfaces das paredes que se interceptam e a influência das restrições horizontais fornecidas pelos pavimentos. A partir de suas medições, Stockbridge (1967) concluiu que a cada pavimento construído, as cargas convergiam para completa homogeneização (Figura 2.21), e indicou que a tendência para homogeneização das tensões verticais deve ser maior em edifícios altos, mesmo tendo verificado o fato em um edifício de poucos pavimentos.

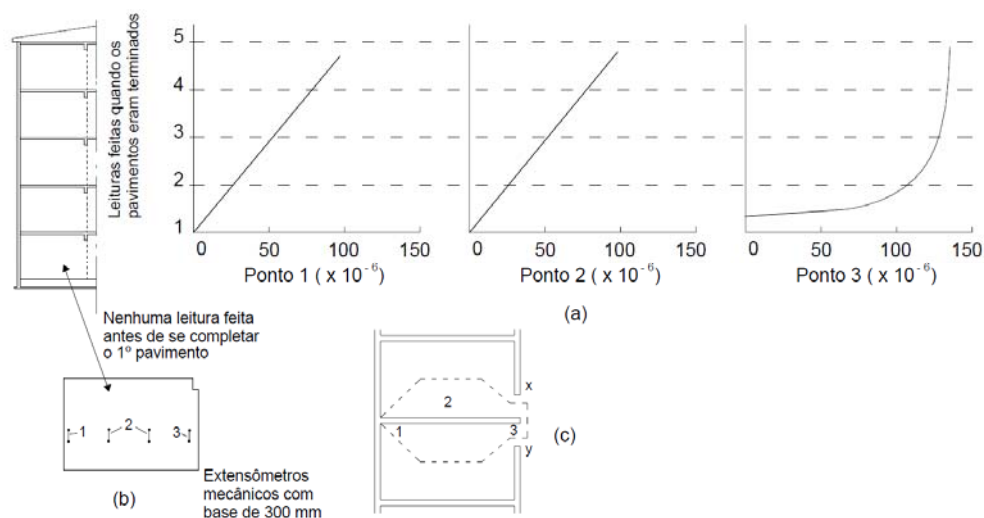


Figura 2.21 – Deformações em parede de edifício de 5 pavimentos. (a) Medidas no primeiro pavimento; (b) localização dos extensômetros; (c) área de contribuição. (STOCKBRIDGE, 1967 apud CORRÊA, 2003).

2.4.2 Sinha e Hendry (1979)

O objetivo desse trabalho foi investigar a resistência à compressão das paredes enrijecidas por flanges, com diferentes índices de esbeltez. Sinha e Hendry (1979) realizaram

² STOCKBRIDGE, J. G. (1967). *A Study of High-Rise Load Bearing Brickwork in Britain*. PhD Thesis, University of Edinburgh.

25 ensaios de paredes isoladas 25 em formato H com amarração direta em diferentes escalas (1:1, 1:2 e 1:3), variando o índice de esbeltez de 8 a 32. As paredes foram construídas com tijolos maciços e traço de argamassa 1:1/4:3 (cimento:cal:areia). Nas paredes enrijecidas com flanges, o carregamento distribuído foi aplicado de duas formas: uniformemente no topo da alma e dos flanges, e somente no topo da alma. A Tabela 2.8 apresenta as características dos blocos, da argamassa, o número de modelos ensaiados em cada escala e o local de aplicação de carregamento nos modelos em formato H.

Tabela 2.8 – Características dos modelos H ensaiados por Sinha e Hendry (1979).

Escala	Resistência do bloco (MPa)	Resistência da argamassa (MPa)	Nº de modelos	Local da aplicação do carregamento
1:1	34,3	19,6	5	Parede central
			2	Toda a seção
1:2	31,9	15,3	2	Parede central
			12	Toda a seção
1:3	30,7	27,0	4	Parede central

A partir dos resultados dos ensaios, Sinha e Hendry (1979) concluíram que a presença dos flanges não promove o aumento na resistência à compressão dos painéis em comparação com a parede isolada até um índice de esbeltez igual a 32, apesar disso, os deslocamentos e as deformações das paredes com flanges antes da fissuração foram menores que no caso das correspondentes paredes isoladas, mostrando que o efeito do enrijecimento é válido antes das fissuras separarem os flanges da alma. A curva tensão *versus* deformação específica apresentou comportamento linear até 90% da força de ruptura. Em todos os casos ocorreram fissuras na interseção entre a alma e os flanges (Figura 2.22) a uma força de grande magnitude.

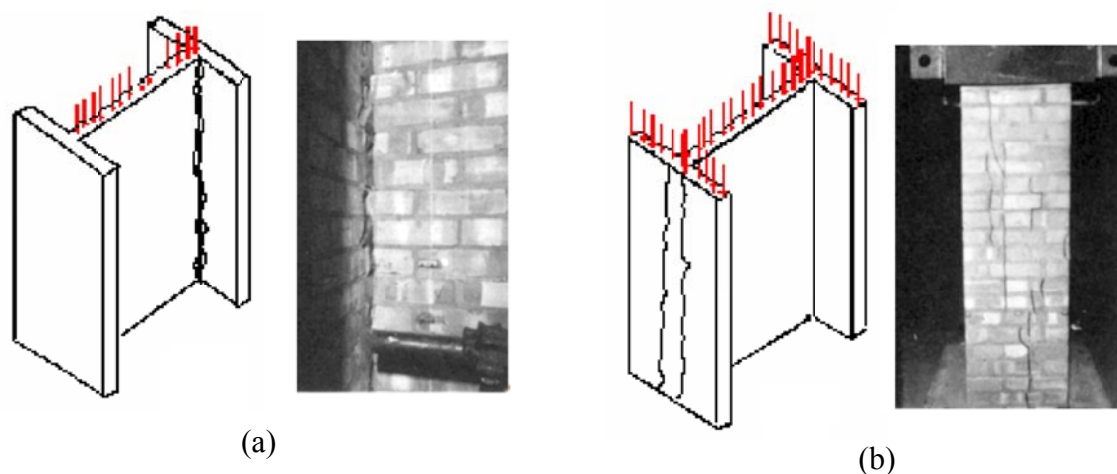
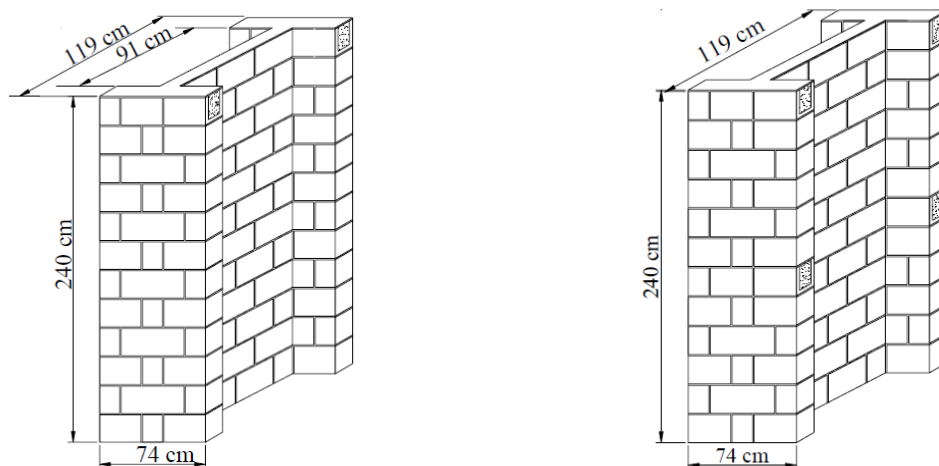


Figura 2.22 – (a) Carregamento em toda a seção; (b) carregamento na parede central (SINHA e HENDRY (1979) – adaptado).

Essa fissuração resultou na neutralização do efeito enrijecedor dos flanges na força última, e a separação dos flanges resultou em uma resposta não linear nítida, com posterior ruptura frágil.

2.4.3 Capuzzo Neto (2000)

Capuzzo Neto (2000) realizou duas séries de ensaios de painéis de alvenaria em escala natural com o objetivo de estudar a interação de paredes com amarração direta, buscando também analisar a influência da cinta de amarração de topo e à meia altura. Os modelos ensaiados por Capuzzo Neto (2000) foram construídos em escala natural, com blocos cerâmicos de dimensão modular de comprimento igual a 300 mm, largura igual a 140 mm e altura igual a 200 mm e resistência média à compressão de 11,0 MPa (em relação à área bruta). O traço em volume da argamassa utilizada foi 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) e a resistência média à compressão aos 28 dias foi 9,49 MPa. A base dos painéis de alvenaria estava toda apoiada e foi aplicada uma força distribuída apenas na parede central, visto que o objetivo era observar a transferência de parte deste carregamento para os flanges. Foram construídos três modelos com cinta de amarração no topo (Série 1) e três modelos com cinta intermediária (Série 2). A Figura 2.23 apresenta a forma e dimensões dos modelos ensaiados.



(a) Sem cinta intermediária – Série 1

(b) Com cinta intermediária – Série 2

Figura 2.23 – Painéis de alvenaria ensaiados por Capuzzo Neto (2000).

Capuzzo Neto (2000) comenta que o comportamento antes da perda de linearidade dos painéis com e sem cinta de amarração a meia altura foi praticamente o mesmo. Dessa forma, os painéis foram analisados como um único conjunto, visto que também não se

observou uma diferença significativa de resistência nos ensaios. As tensões de cisalhamento encontradas concentraram-se na região da interseção, tanto nos flanges quanto na parede central, sendo maiores na região da cinta de amarração da última fiada e praticamente nulas na região inferior do painel, o que indica que o processo de transferência de forças ocorreu na região superior do painel.

Em relação à forma de ruptura dos painéis, Capuzzo Neto (2000) afirma que esta ocorreu por compressão na região superior da parede central. Na Série 1 as primeiras fissuras visíveis apareceram no topo da parede central, próximas à interface, espalhando-se para baixo com o incremento da força, causando a separação dos flanges indicando uma ruptura por cisalhamento da interface. Na Série 2 essa separação terminou à meia altura da parede, pois a cinta de amarração nessa posição impediu a propagação das fissuras para a metade inferior. Em ambas as séries o início da resposta não linear coincidiu com a separação dos flanges, iniciando-se a aproximadamente 75% da força de ruptura, sendo mais pronunciada nos painéis sem cinta à meia altura.

Uma análise numérica linear dos painéis foi realizada por Capuzzo Neto (2000) utilizando o sistema computacional de elementos finitos ANSYS, e abordando apenas o comportamento elástico linear do material. O elemento finito utilizado na modelagem foi um elemento de casca para análise linear. Por simplificação, Capuzzo Neto (2000) não considerou os vazados dos blocos e empregou uma espessura efetiva para os mesmos. Dessa forma, foi utilizado o módulo de deformação em relação à área líquida. Com a análise numérica, Capuzzo Neto (2000) obteve uma estimativa da tensão média de cisalhamento, que foi 0,43 MPa. Esse autor afirma que apesar a análise numérica ter sido realizada apenas no regime linear, essa representou bem o comportamento do painel ensaiado.

2.4.4 Lissel et al. (2000)

Lissel et al. (2000) realizaram ensaios em dez modelos com seção transversal em formato “H” com o objetivo de estudar a influência da amarração na resistência ao cisalhamento da ligação alma-flange. Os modelos foram construídos utilizando tijolos de comprimento igual a 235 mm, largura igual a 110 mm e altura igual a 75 mm, e argamassa com traço em volume 1:1:6 (cimento:cal:areia). Os autores não especificam as resistências dos blocos e da argamassa, mas descrevem que a resistência característica aos 28 dias da alvenaria, determinada a partir de ensaios de compressão em prismas foi 7,9 MPa. Os flanges tinham cinco fiadas e a alma quatro fiadas, sendo que a alma não estava apoiada para que pudesse se deslocar. Dois tipos de fibras

de vidro poliméricas foram utilizados como material alternativo de conectores para a amarração indireta, GFRP 60 de seção transversal 20 mm x 3 mm e GFRP 120 de seção transversal 30 mm x 4 mm, com resistência ao cisalhamento variando de 163 a 206 MPa. Nos ensaios, antes de aplicar o carregamento na parede central, foi aplicada e mantida durante todo o ensaio uma força de compressão constante sobre os flanges a fim de garantir a estabilidade do modelo (ver Figura 2.24), no entanto os autores não descrevem o valor dessa força, apenas indicam que é equivalente ao carregamento de um pavimento normal.

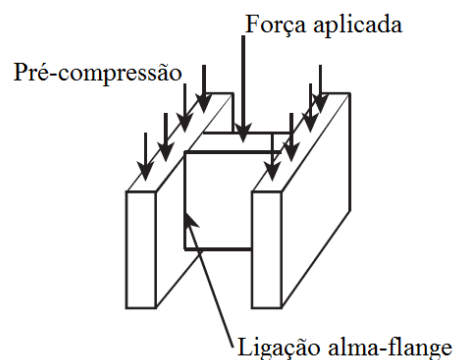


Figura 2.24 – Esquema do arranjo de ensaio de cisalhamento da ligação alma-flange. (LISSEL et al., 2000).

As rupturas típicas para a amarração indireta e para a direta estão apresentadas na Figura 2.25. Para o caso da amarração indireta (Figura 2.25a), foi clara a ruptura das juntas de argamassa e dos conectores, enquanto que para a amarração direta (Figura 2.25b) ocorreu a ruptura dos tijolos e a instabilidade dos flanges, causadas pelas forças de intertravamento proporcionadas pela amarração dos tijolos.



Figura 2.25 – Rupturas típicas da ligação alma-flange para (a) amarração com GFRP (indireta) e (b) amarração direta.

Lissel et al. (2000) constataram que as forças máximas aplicadas nos modelos com amarração direta foram, em média, três vezes maiores do que nos modelos com amarração indireta. A tensão de cisalhamento média foi de 1,82 MPa para o caso da amarração direta sem conector, considerando-se que a seção resistente ao cisalhamento igual à área da interface. A tensão de cisalhamento obtida nos ensaios com amarração indireta apresentaram valores da mesma ordem de grandeza da resistência ao cisalhamento das fibras GFRP 60 e GFRP 120 (entre 124,5 MPa e 197,4 MPa), ao utilizar a área de cisalhamento igual à área dos conectores. No entanto, se para esses modelos tivesse sido utilizada a área de cisalhamento igual à área da interface, a tensão de cisalhamento seria 0,59 MPa e 0,77 MPa para modelos com fibras GFRP 60 e GFRP 120, respectivamente, uma redução média de aproximadamente 62% em relação a amarração direta.

Segundo Lissel et al. (2000), os resultados dessa pequena série de ensaios indicaram que o intertravamento mecânico gerado pela amarração direta da ligação alma-flange proporciona uma significativa vantagem estrutural em relação à amarração indireta, embora esse padrão de ligação seja menos flexível quando incorporado na estrutura.

2.4.5 Camacho (2001)

Camacho (2001) realizou uma investigação experimental em seis paredes “H” de nove fiadas (Figura 2.26), com blocos cerâmicos e escala 1:3 para avaliação da eficiência das ligações e da transferência do carregamento vertical entre as paredes conectadas. Os blocos tinham dimensões 96 mm x 46 mm x 46 mm (comprimento, largura e altura) e o traço em massa de argamassa utilizado foi 1:1:6 (cimento:cal:areia). A resistência média à compressão dos blocos e argamassa foi 18,21 MPa e 4,31 MPa, respectivamente.

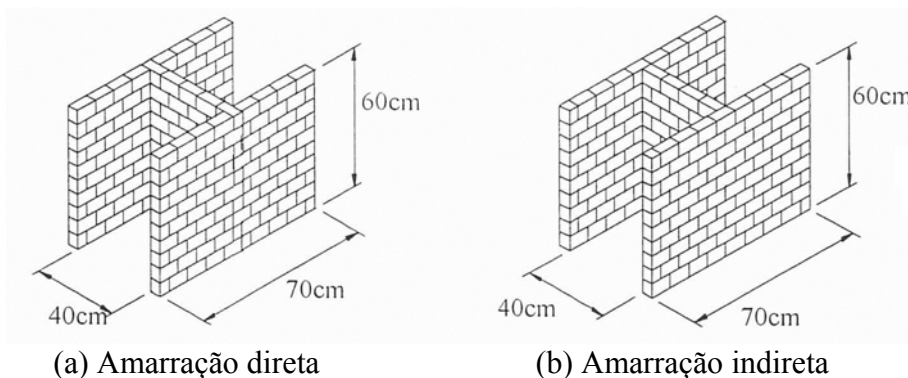


Figura 2.26 – Formas e dimensões das paredes ensaiadas por Camacho (2001).

As paredes foram apoiadas apenas nas bases dos flanges e o carregamento aplicado no topo da parede central. Dessa forma, todo o carregamento aplicado foi transmitido para os flanges apenas pelas ligações, as quais foram executadas de três diferentes formas (duas paredes para cada tipo): a) amarração direta sem graute na interseção; b) amarração direta com graute na interseção; c) amarração indireta com grampos e graute.

As forças de cisalhamento que provocaram a 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.

A Figura 2.27 apresenta o esquema de ensaio das paredes “H” e a forma típica de ruptura de cada um dos painéis. As paredes com amarração direta, com e sem graute, apresentaram ruptura frágil, sendo caracterizada pela separação total do flange.

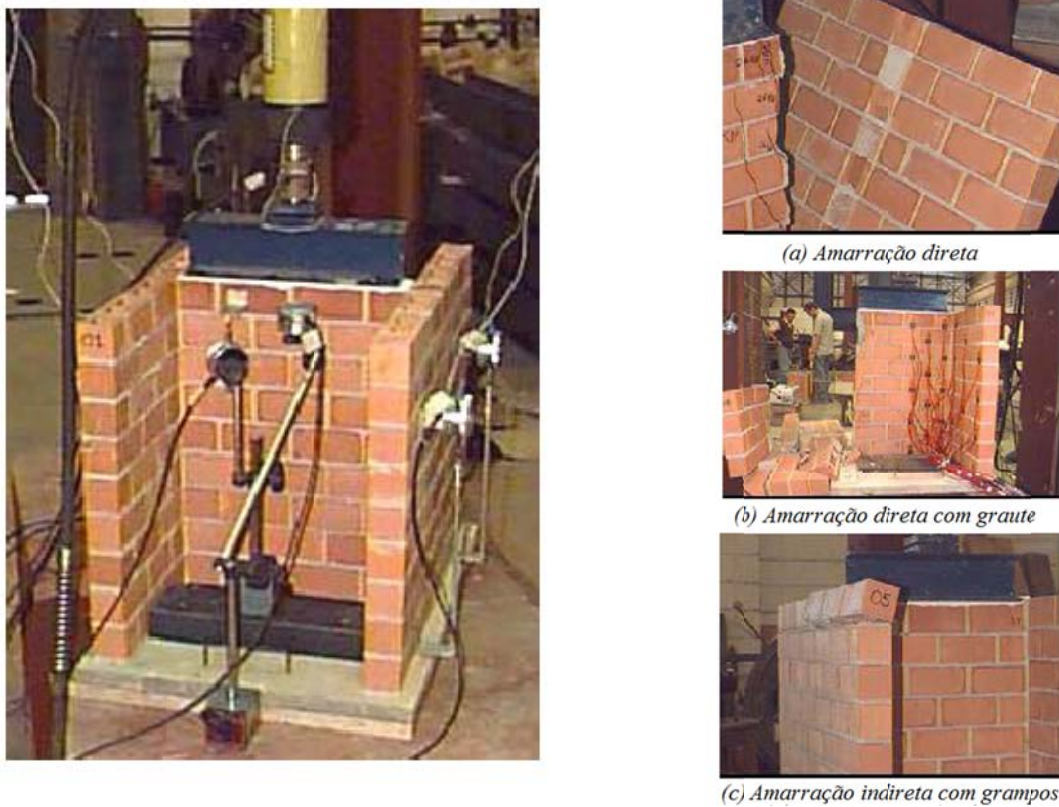


Figura 2.27 – Esquema de carregamento e formas de ruptura (CAMACHO, 2001).

No caso das paredes com amarração indireta com grampos, Camacho (2001) apontou algumas vantagens em relação à amarração direta, tais como: a) a ruptura se deu a uma força superior aos outros painéis e de modo dúctil, sem a separação das paredes; b) a fissuração do painel foi menor; c) mesmo após a ruptura, caracterizada pelos grandes deslocamentos na

parede central, a força aplicada apresentou uma pequena queda e permaneceu praticamente constante. Também houve flexão dos painéis, caracterizada pelas fissuras horizontais nos flanges que apareceram frequentemente, mesmo com a separação dos blocos.

Camacho (2001) também realizou ensaios de cisalhamento em prismas tipo “cavalete” (Figura 2.28), para apurar uma possível correlação entre a resistência desses elementos e a resistência da ligação por amarração indireta dos painéis H. Os cavaletes foram totalmente grauteados, com a colocação de um grampo metálico na junta intermediária, em ambos os lados, e a força vertical foi aplicada apenas sobre sua parede central. Camacho (2001) observou que o comportamento dos prismas foi similar ao do painel com amarração direta com graute, no entanto, não foi possível encontrar correlações satisfatórias.

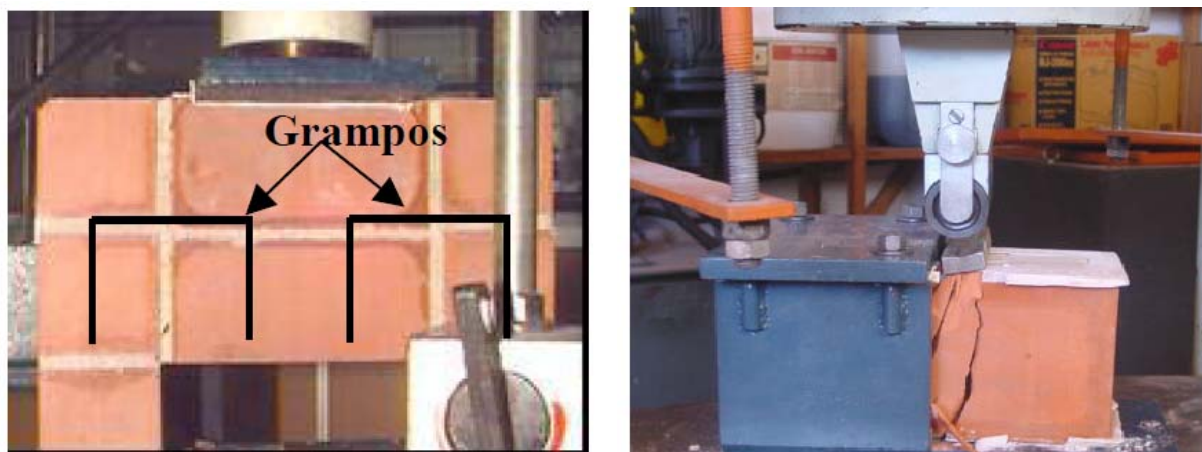


Figura 2.28 – Ensaio de cisalhamento nos “cavaletes” e de cisalhamento em unidades (CAMACHO, 2001).

Camacho (2001) também estimou a força de ruptura do painel H com amarração direta em função do cisalhamento das unidades e obteve boa correlação. Em cada painel existiam 10 unidades que atravessavam a interseção das paredes e o valor da força de ruptura do ensaio de cisalhamento de cada bloco foi 3,91 kN. Dessa forma, tomando-se como força de ruptura da interface o valor equivalente a dez vezes a força de ruptura no ensaio de cisalhamento do bloco, Camacho (2001) encontrou 39,1 kN, valor que se aproximou muito ao obtido no ensaio do painel H com amarração direta sem graute (39,58 kN).

2.4.6 *Silva (2003)*

Silva (2003) realizou trabalho empregando blocos cerâmicos na escala natural com dimensões e em condições análogas às de Camacho (2001) e o mesmo traço de argamassa.

Foram ensaiadas quatro paredes “H” de nove fiadas, sendo duas executadas com amarração direta sem graute e duas com amarração indireta com grampos. As dimensões dos blocos eram de 140 mm de largura, 140 mm de altura e 290 mm de comprimento. A resistência média à compressão da argamassa foi 3,7 MPa e do bloco foi 23,9 MPa (referente a área bruta).

O comportamento verificado nos painéis ensaiados por Silva (2003) foi semelhante ao observado por Camacho (2001), isto é, modelos com amarração direta, caracterizados por ruptura frágil com inclinação aproximada de 60° com a horizontal e modelos com amarração indireta, caracterizados por ruptura dúctil. Por outro lado, com relação ao cisalhamento na interface, ao contrário de Camacho (2001), os painéis com amarração direta em escala natural ensaiados por Silva (2003) apresentam uma a força de cisalhamento (342,35 kN) 35% maior que aqueles com amarração indireta com grampos (224,10 kN). Na Figura 2.29 são apresentados o esquema do ensaio e as formas de ruptura das paredes executadas por Silva (2003).



Figura 2.29 – Esquema de carregamento e formas de ruptura (SILVA, 2003).

Silva (2003) também estimou a força de ruptura do painel H em função do cisalhamento das unidades, e afirma que, apesar de existirem dez unidades intertravadas, apenas seis unidades estavam efetivamente dentro do que foi definido como “área principal de distribuição de cargas”. Assim, o valor da força obtido do ensaio de cisalhamento do bloco foi de 55,54 kN, que ao ser multiplicado por seis resulta em uma força de 333,24 kN, um valor apenas 2,5% inferior que o obtido nos ensaios de cisalhamento dos painéis com amarração direta.

2.4.7 Signor e Roman (2002)

Signor e Roman (2002) iniciaram estudos exploratórios sobre a transferência de forças verticais entre paredes ortogonais, utilizando blocos cerâmicos em escala reduzida, 1:3,33, e traço de argamassa em volume 1:0,25:3. A resistência média à compressão de blocos cerâmicos e da argamassa aos 28 dias foi 23 MPa e 5 MPa, respectivamente. Foi ensaiado um modelo em formato H, no qual foi aplicado um carregamento axial somente na alma da seção transversal, sendo que toda a base do modelo estava apoiada. A Figura 2.30 apresenta o esquema do ensaio, bem como uma visão geral da parede construída.

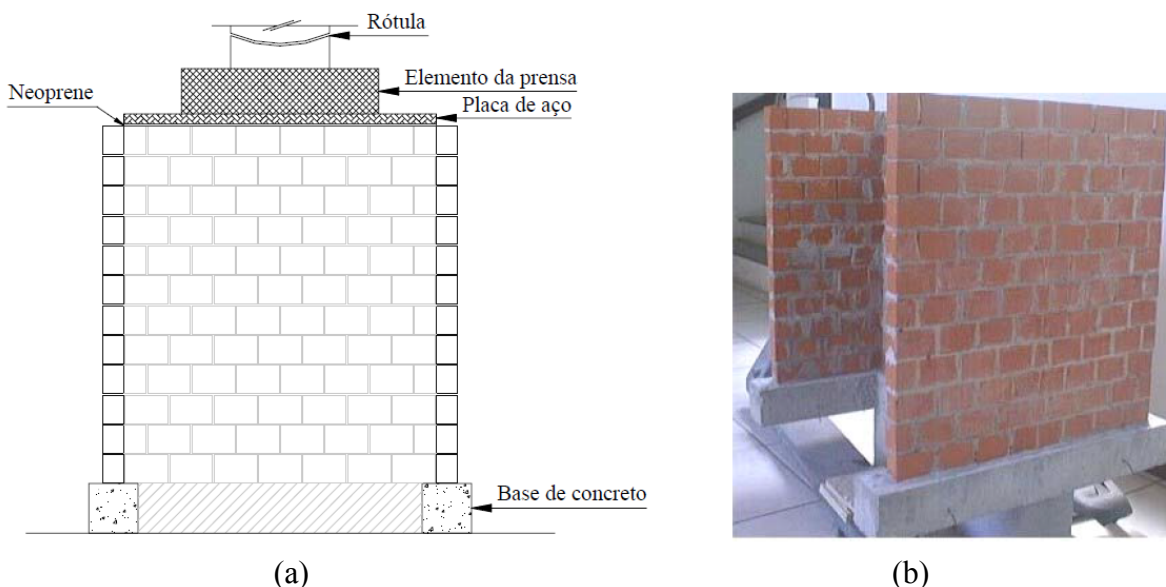


Figura 2.30 – (a) Esquema de carregamento; (b) aspecto da estrutura ensaiada (SIGNOR E ROMAN, 2002).

Signor e Roman (2002) observaram certa excentricidade do carregamento, o que gerou tensões de tração em um dos flanges e uma maior compressão no outro. Essa excentricidade pode ter sido a causa do colapso do modelo que ocorreu por causa de uma

ruptura localizada da parede central, acompanhado de tração nos flanges e cisalhamento na interface da alma e do flange comprimido (Figura 2.31a). Além da flexo-compressão, Signor e Roman (2002) afirmam que ocorreram consideráveis tensões de cisalhamento tanto na alma quanto nos flanges, a julgar pelo desenvolvimento das fissuras, especialmente no lado que já acusava maiores distribuições das tensões de compressão. A Figura 2.31b e a Figura 2.31c apresentam, pela forma de fissuração no flange comprimido, um espalhamento da força de aproximadamente 45° em um dos flanges, corroborando a hipótese de cálculo indicada por algumas normas técnicas (ABNT NBR 15812-1:2010, BS 5628:2005, AS 3700:2001 e ACI 530:2011). Signor e Roman (2002) também observaram acréscimo de deformações na base da parede central foi relativamente linear desde o começo até a ruptura, o que indica a interação das paredes.

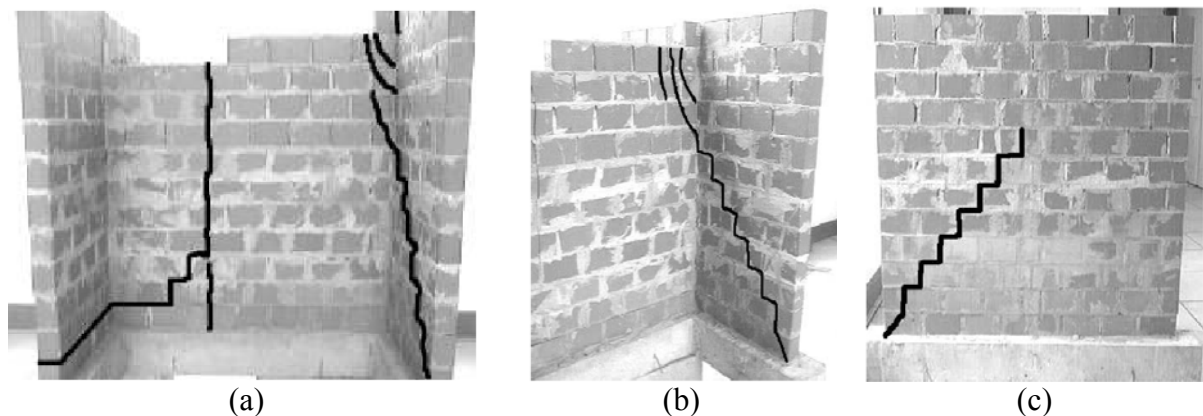


Figura 2.31 – Forma de ruptura e fissuração do painel (SIGNOR E ROMAN, 2002).

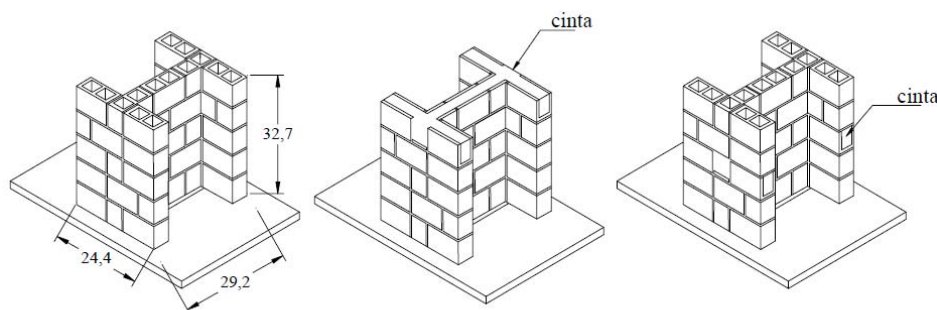
Signor e Roman (2002) concluíram que a hipótese da interação de paredes parece bastante razoável, mesmo com todas as ressalvas de que apenas um modelo foi ensaiado e levando-se em conta as condições não favoráveis em que o ensaio foi realizado.

2.4.8 Capuzzo Neto (2005)

O objetivo desse trabalho foi investigar a interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica com amarração direta submetida a ações verticais. Primeiramente, Capuzzo Neto (2005) estudou numericamente diversas geometrias de modelos com o objetivo de projetar um ensaio que pudesse avaliar adequadamente a resistência ao cisalhamento da vertical na interface. Com base nos estudos realizados, Capuzzo Neto (2005) afirma que: (a) 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; (b) o modelo com cinco fiadas tem uma melhor situação de simetria para a amarração realizada com blocos e meio-blocos; (c) há indicações teóricas que modelo com o flange restrito seja o mais apropriado para que a ruptura ocorra por cisalhamento. Dessa forma, esse autor desenvolveu 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 da interface.

Definido o modelo a ser utilizado, Capuzzo Neto (2005) realizou um programa experimental que consistiu em: a) modelos com amarração direta (cinco em escala reduzida 1:3 e um em escala natural); b) cinco modelos com amarração direta e cinta de topo em escala reduzida 1:3, c) cinco modelos com amarração direta e cinta intermediária em escala reduzida 1:3 (Figura 2.32). O modelo em escala natural foi construído utilizando-se blocos cerâmicos de largura igual a 140 mm, altura igual a 190 mm e comprimento igual a 290 mm, e argamassa com traço em volume 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia). A resistência média à compressão de blocos cerâmicos foi 14,44 MPa (referente a área bruta) e a resistência média à compressão da argamassa foi 9,94 MPa. Todos os modelos foram submetidos a um carregamento distribuído apenas na alma da seção.



(a) Sem cinta de amarração (b) Cinta de amarração no topo (c) Cinta intermediária

Figura 2.32 – Modelos em escala reduzida ensaiados por Capuzzo Neto (2005).

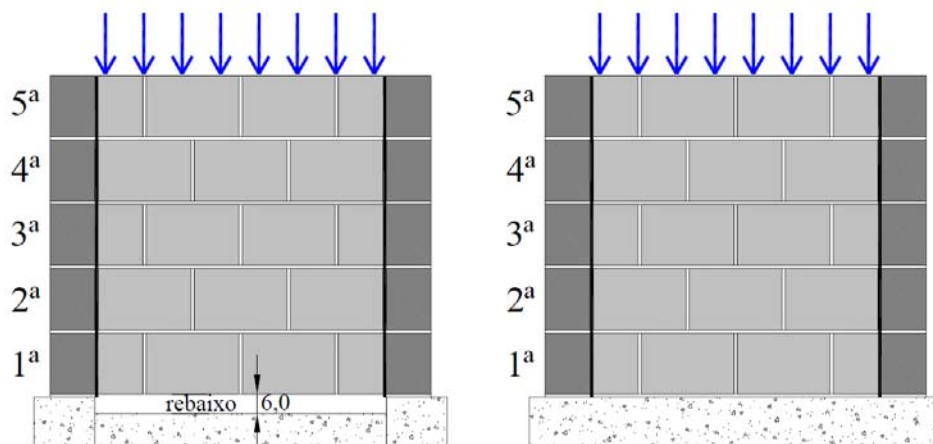
Capuzzo Neto (2005) verificou que a influência das cintas de amarração em termos de resistência total do modelo não foi apreciável, pois levaram a um aumento da força de ruptura inferior a 20%. Quanto à série com amarração direta, esse autor concluiu que a ruptura ocorreu pelo cisalhamento da ligação das paredes, indicando a eficácia do modelo proposto. No entanto, houve flexão dos flanges, observada pelas deformações obtidas durante o ensaio e caracterizada pelo aparecimento de fissuras verticais e horizontais ao longo das juntas de argamassas nos flanges. A resistência de cisalhamento da interface obtida por Capuzzo

Neto (2005) foi 1,21 MPa, para modelo em escala natural e 2,76 MPa para modelo em escala reduzida.

Devido os resultados satisfatórios obtidos com a utilização do modelo em formato H proposto por Capuzzo Neto (2005), este será empregado na presente pesquisa.

2.4.9 Maurício (2005)

O objetivo desse trabalho foi estudar as ligações com amarração direta de paredes de blocos de concreto em escala natural e reduzida 1:4. Foram realizados ensaios em paredes em forma de H construídas com cinco fiadas, assentadas sobre bases de concreto armado. Os blocos dos modelos em escala natural eram de 140 mm de largura, 190 mm de altura e 290 mm de comprimento e resistência à compressão 7,01 MPa (referente à área bruta). As paredes foram assentadas com uma argamassa industrializada usada comercialmente de resistência à compressão de 6,0 MPa. Foram construídos 6 modelos para cada escala, sendo 3 com a parede central não apoiada na base (Figura 2.33a), o que sugere a transferência integral do carregamento aplicado para os flanges, e os 3 restantes com a parede central apoiada na base (Figura 2.33b). Os ensaios consistiram em aplicar um carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a parede central.



(a) Com rebaixo – Série 1 (unidades em cm)

(b) Sem rebaixo – Série 2

Figura 2.33 – Tipos de paredes a serem ensaiadas por Maurício (2005).

Segundo Maurício (2005), 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. A resistência ao cisalhamento da interface dos modelos em escala real da Série 1 foi 0,88 MPa. A Figura 2.34 apresenta o tipo de ruptura dos modelos em escala natural.



(a) Série 1



(b) Série 2

Figura 2.34 – Tipos de ruptura – Escala natural (MAURÍCIO, 2005).

Maurício (2005) também estimou a força de ruptura do painel H em função do cisalhamento das unidades a fim de obter uma possível correlação entre a resistência dos mesmos e a resistência apresentada pelas paredes H da Série 1, nas quais o vão central não estava apoiado. Dessa forma, por meio do mesmo procedimento utilizado por Camacho (2001) e Silva (2003), Maurício (2005) obteve a força de ruptura da unidade em escala natural por meio do ensaio de cisalhamento, que foi 39,79 kN. De acordo com Maurício (2005), seis unidades da alma estavam intertravadas nos flanges, sendo responsáveis pela resistência do painel. Dessa a forma, a força de ruptura do modelo H em escala natural pôde ser estimada como seis vezes a força de ruptura da unidade no ensaio de cisalhamento, que resultou em 238,74 kN, um valor apenas 2% inferior ao obtido no ensaio, que foi 243,33 kN. Maurício (2005) também observou que a forma de ruptura dos blocos no ensaio de cisalhamento foi semelhante à das paredes H (Figura 2.35). Assim, Maurício (2005) afirma que é possível estimar a resistência ao cisalhamento da ligação pelo somatório das resistências ao cisalhamento das unidades intertravadas na interface.



(a) Série 1



(b) Série 2

Figura 2.35 – Forma de ruptura dos blocos sob tração indireta e dos blocos intertravados na interface das paredes H (MAURÍCIO, 2005).

Maurício (2005) também realizou-se análise numérica linear pelo método dos elementos finitos no programa SAP[®] (Figura 2.36). Para tanto foi empregada uma macro-

modelagem, utilizando um elemento finito sólido e com o módulo de deformação da alvenaria obtido em ensaios de unidades simples. Os blocos correspondentes à 5ª fiada das paredes laterais foram retirados da modelagem, pois no entender desse autor a única forma de transferência de cargas para as paredes laterais nessa fiada era devida às juntas verticais de argamassa, que na prática não forneciam o mínimo de resistência para uma transferência efetiva, como ocorreu quando os blocos estavam intertravados. A taxa de transferência do carregamento imposto na parede central para os flanges, para diferentes intensidades de força, apresentou valores muito próximos dos obtidos experimentalmente.

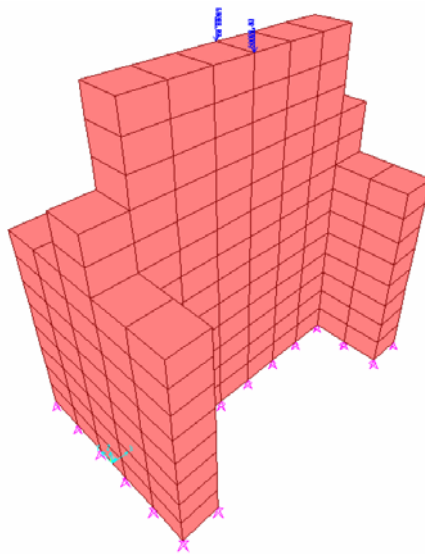


Figura 2.36 – Discretização do modelo de Maurício (2005).

2.4.10 Moreira (2007)

Esse trabalho teve como objetivo comparar três tipos de ligações entre paredes de alvenaria estrutural em escala reduzida 1:3. Moreira (2007) ensaiou modelos em formato H, de cinco fiadas, com cinta de amarração no topo, com os seguintes tipos de ligação: a) amarração direta de paredes de alvenaria; b) amarração indireta com telas metálicas; c) amarração indireta com grampos metálicos ancorados em furos grauteados. Os modelos foram construídos utilizando-se blocos cerâmicos de largura igual a 47 mm, altura igual a 63 mm e comprimento igual a 97 mm, de resistência à compressão média 30,31 MPa, referente a área bruta. O traço em volume da argamassa empregada foi 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia), que resultou na resistência média à compressão 10,32 MPa. Todos os modelos tinham cinta de amarração no topo. Os ensaios foram realizados de forma homóloga aos de Capuzzo Neto (2005), seguindo a mesma configuração, restrições e forma de aplicação do

carregamento. Para cada situação estudada foram produzidos seis modelos, totalizando dezoito para os três grupos.

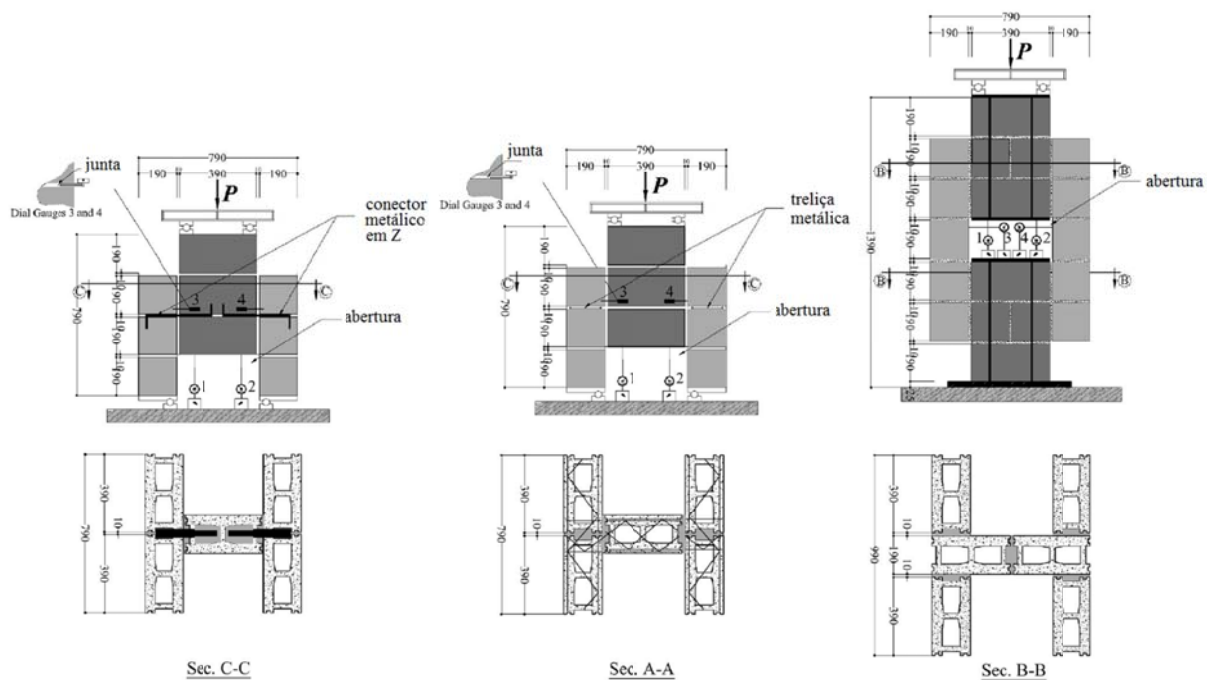
Segundo Moreira (2007), os ensaios realizados conseguiram promover a ruptura por cisalhamento da interface, independente do tipo de amarração. No entanto, os modelos ainda tiveram influência da flexão, caracterizada por fissuras horizontais ao longo das juntas de argamassas, principalmente em modelos com amarração direta. A resistência ao cisalhamento dos modelos foi 2,50 MPa, 1,39 MPa e 1,57 MPa, para amarração direta, amarração indireta com telas e amarração indireta com grampos, respectivamente. Como era de se esperar, os modelos com amarração direta apresentaram comportamento semelhante aos de Capuzzo Neto (2005) em ensaios com modelos idênticos, ou seja, ruptura frágil e os valores da resistência ao cisalhamento se mostraram praticamente iguais. Os modelos com amarração indireta, tanto com telas, quanto com grampos, apresentaram ruptura dúctil, com menor efeito da flexão nos flanges.

Moreira (2007) afirma que apesar dos modelos com amarração direta apresentarem uma resistência ao cisalhamento aproximadamente 60% superior ao dos modelos com amarração indireta, os modelos com grampos nos furos grauteados apresentaram um ganho significativo de plasticidade da ligação em relação à amarração direta, característica que também é bastante desejável e benéfica à estrutura. Desse modo, Moreira (2007) indica que o uso desse tipo de ligação pode ser uma solução interessante em casos onde a modulação das unidades nas paredes do edifício torna o uso da amarração direta impossível ou inviável. Contudo, em virtude dos custos e das dificuldades executivas desse tipo de ligação, as telas metálicas também se mostram como uma solução razoável do ponto de vista econômico, executivo e estrutural.

2.4.11 *Drysdale et al. (2008)*

Drysdale et al. (2008) conduziram um estudo experimental do comportamento das paredes de blocos de concreto com flanges, construídas com amarração direta e indireta em escala natural. O estudo se concentrou em investigar configurações diferentes de modelos para estudar o mecanismo de transferência de cisalhamento entre a alma e os flanges. Primeiramente, Drysdale et al. (2008) ensaiaram sete modelos com diferentes configurações de conexões entre o flange e a alma e avaliaram quais apresentaram melhor desempenho no que diz respeito à transferência de forças. Assim, esses autores chegaram a três configurações

ideais para o estudo proposto, sendo duas delas com amarração indireta e uma com amarração direta. A Figura 2.37 apresenta as configurações de ensaio, de carregamento e instrumentação que foram utilizados nos modelos principais. Nos modelos com amarração indireta foram utilizados conectores metálicos em Z e conectores metálicos tipo treliça, conforme detalhe apresentado na Figura 2.38. Para cada configuração de ensaio foram construídos 5 modelos com blocos de concreto de 190 mm de largura, 190 mm de altura e 390 mm de comprimento, de resistência à compressão média 17,6 MPa, em relação a área líquida e resistência à tração indireta 2,1 MPa. Todos os modelos foram construídos com argamassamento lateral, com argamassa de traço em volume 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) e resistência à compressão 12,6 MPa.



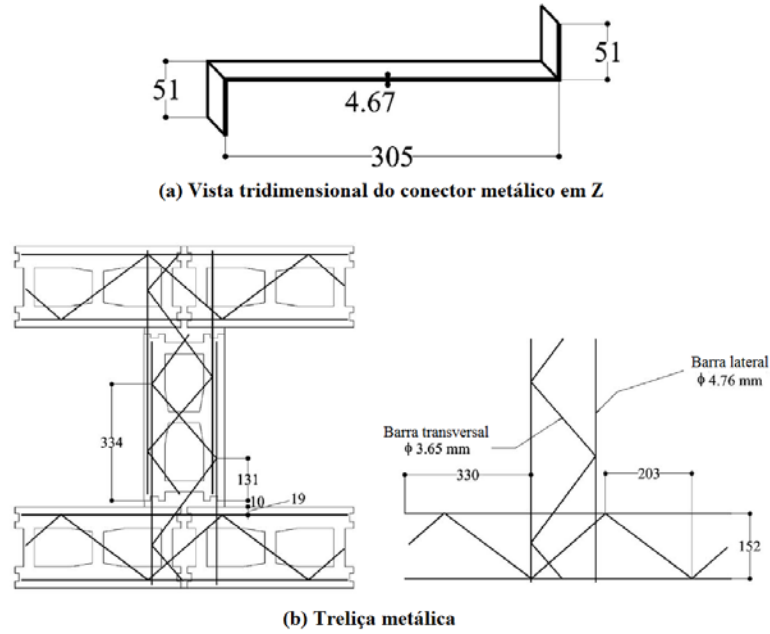
(a) Série Z

(b) Série T

(c) Série I

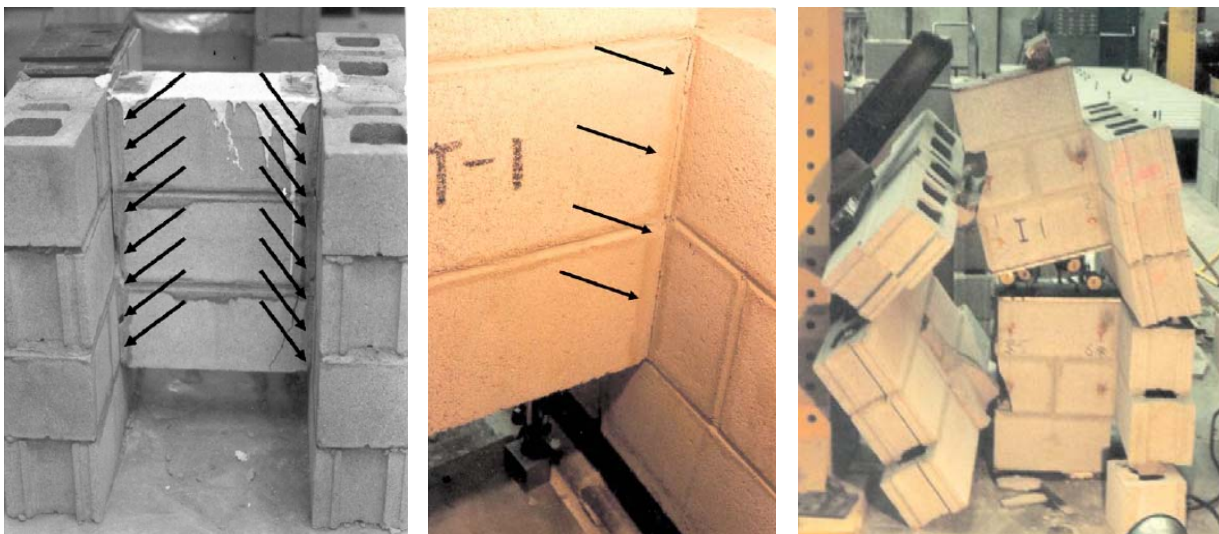
Figura 2.37 – Configuração dos modelos principais de ensaio (DRYSDALE et al., 2008).

Nos modelos com amarração indireta a ruptura ocorreu por cisalhamento na argamassa da interseção vertical, seguida pela deformação dos conectores metálicos. Enquanto na série com amarração direta ocorreu uma ruptura frágil causada pelo cisalhamento do bloco de interseção e/ou ruína dos modelos (Figura 2.39).



Dimensões em mm

Figura 2.38 – Configuração das armaduras das juntas (DRYSDALE et al., 2008).



(a) Série Z

(b) Série T

(c) Série I

Figura 2.39 – Modos de ruptura dos modelos ensaiados (DRYSDALE et al., 2008).

Em procedimento análogo ao de Camacho (2001) e Silva (2003), Drysdale et al. (2008) também estimaram a força de ruptura dos modelos com amarração direta por meio da resistência à tração indireta dos blocos. Essa previsão estimou em 4,9% para menos a média dos cinco modelos, o que, segundo eles, é bastante razoável, considerando-se que o coeficiente de variação da resistência ao cisalhamento do ensaio foi de 21,6%.

Drysdale et al. (2008) observaram ainda que o efeito de pino dos conectores em Z e das treliças metálicas, e o atrito por cisalhamento ao longo da superfície de ruptura foram os principais responsáveis pelo mecanismo resistente ao carregamento após a fissuração. Drysdale et al. (2008) atribuem como resultado das forças de travamento causadas pela tração nos conectores a resistência obtida por meio do atrito de cisalhamento após a fissuração ao longo da junta vertical de argamassa da interface, conforme ilustrado na Figura 2.40. Essa força de tração é resultado do alongamento dos conectores causado pelo deslizamento ao longo da interseção alma-flange. Partindo-se desse pressuposto, Drysdale et al. (2008) apresentaram um modelo analítico que fornece uma previsão independente da resistência antes e após o deslizamento.

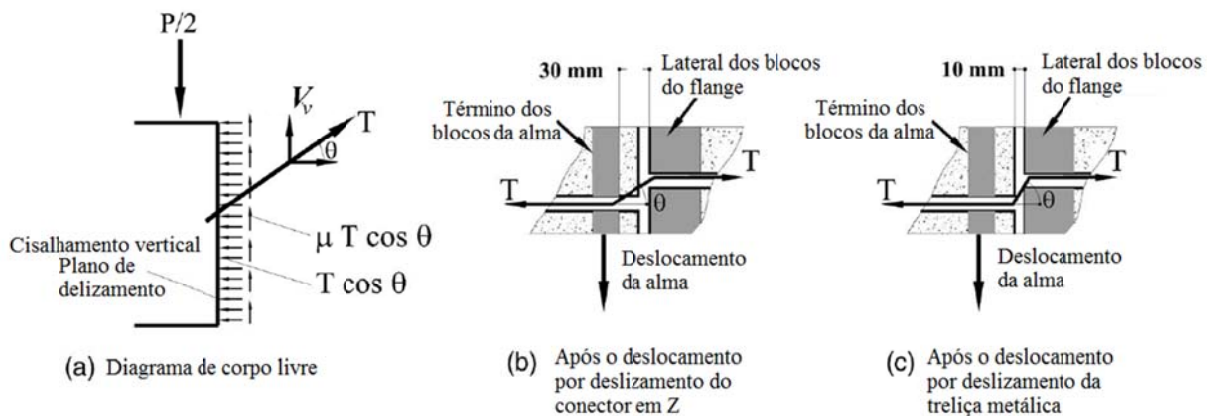


Figura 2.40 – Comportamento dos modelos com amarração direta (DRYSDALE et al., 2008).

De acordo com esses autores, a resistência da interface com conectores, V , antes do deslizamento é a resistência de aderência ao cisalhamento ao longo da junta vertical, V_{mb} , definida pela Equação 2.13. Após o deslizamento não há mais atuação da aderência ao cisalhamento e a tração no conector origina uma componente de atrito por cisalhamento, V_{sf} , mais uma componente vertical da força de tração do conector, V_v , e a resistência da interface pode ser escrita de acordo com a Equação 2.14. As componentes V_{sf} e V_v correspondem, respectivamente, às equações 2.15 e 2.16, em que T é força de tração desenvolvida no conector e o coeficiente de atrito μ é dado por 0,7 por recomendação desses autores. A força de tração desenvolvida no conector (T) é dada pela equação 2.17, em que f_{yk} é a resistência ao escoamento do conector e A_z é a área da seção transversal do conector.

$$V = V_{mb}$$

2.13

$$V = V_{sf} + V_v \quad 2.14$$

$$V_{sf} = \mu T \cos \theta \quad 2.15$$

$$V_v = T \sin \theta \quad 2.16$$

$$T = f_{yk} A_z \quad 2.17$$

Com o modelo proposto, Drysdale et al. (2008) chegaram a uma estimativa de força de ruptura com 98% de aproximação da força obtida nos ensaios de paredes com conectores em Z, e com 80% de aproximação da força obtida nos ensaios para paredes com treliças metálicas. Portanto, esses autores recomendam esse modelo de atrito por cisalhamento como sendo de fácil aplicação e pouco conservador.

2.4.12 Bosiljkov et al. (2010)

Eram objetivos desse trabalho obter experimentalmente a resistência ao cisalhamento vertical da interface flange-alma de modelos com diferentes tipos de ligação, compará-la com as prescrições de alguns códigos normativos e analisar as vantagens e desvantagens de cada uma dessas ligações. Para tanto, Bosiljkov et al. (2010) ensaiaram um total de 18 modelos com seções transversais em formato H, nos quais diferentes tipos de ligação foram utilizadas: a) amarração direta em todas as fiadas; b) amarração direta a três e quatro fiadas; c) amarração indireta com conectores de cisalhamento em todas as fiadas; d) amarração indireta com fios metálicos a cada quatro fiadas (Figura 2.41 e Figura 2.42). Os modelos foram construídos com tijolos cerâmicos de largura igual a 110 mm, altura igual a 76 mm e comprimento igual a 230 mm e resistência à compressão 29,86 MPa. O traço em volume de argamassa utilizado foi 1:1:6 (cimento:cal:areia), porém, os autores não se referiram a resistência à compressão da argamassa.

O esquema de carregamento consistiu, primeiramente, na aplicação (e manutenção durante todo o ensaio) de uma tensão de compressão de 0,5 MPa nos flanges para estabilização do modelo, e em seguida de um carregamento distribuído aplicado em toda a alma da seção para produzir o cisalhamento na interface das paredes. Figura 2.43 apresenta o esquema do carregamento e instrumentação dos ensaios.

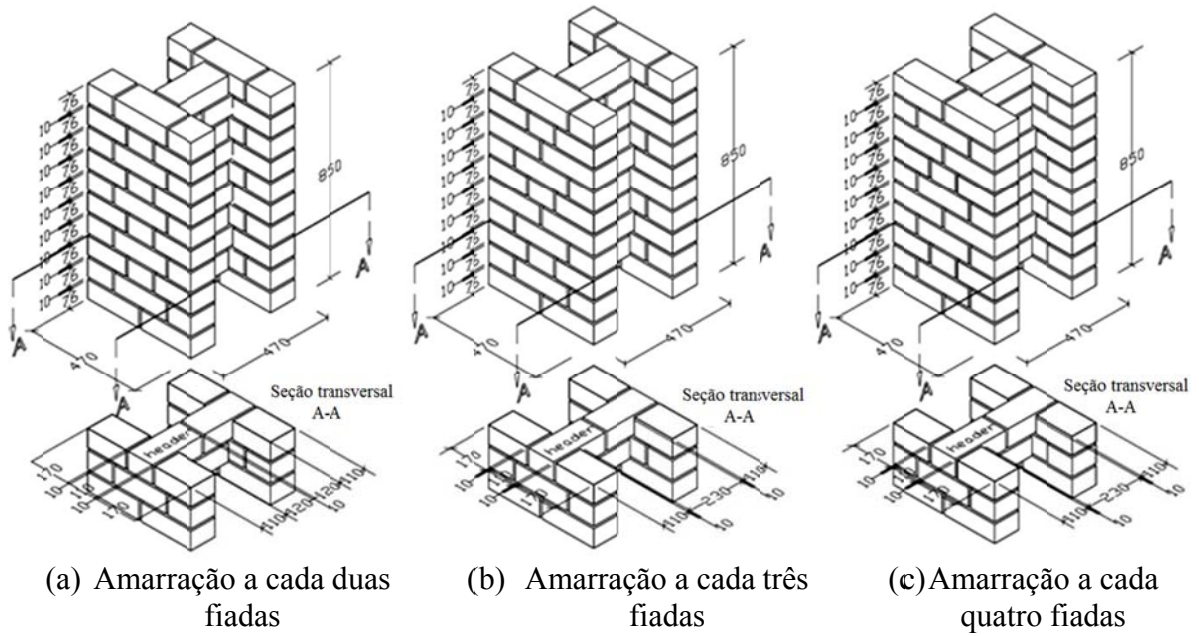


Figura 2.41 – Especificação geométrica dos modelos com amarração direta ensaiados por Bosiljkov et al., 2010.

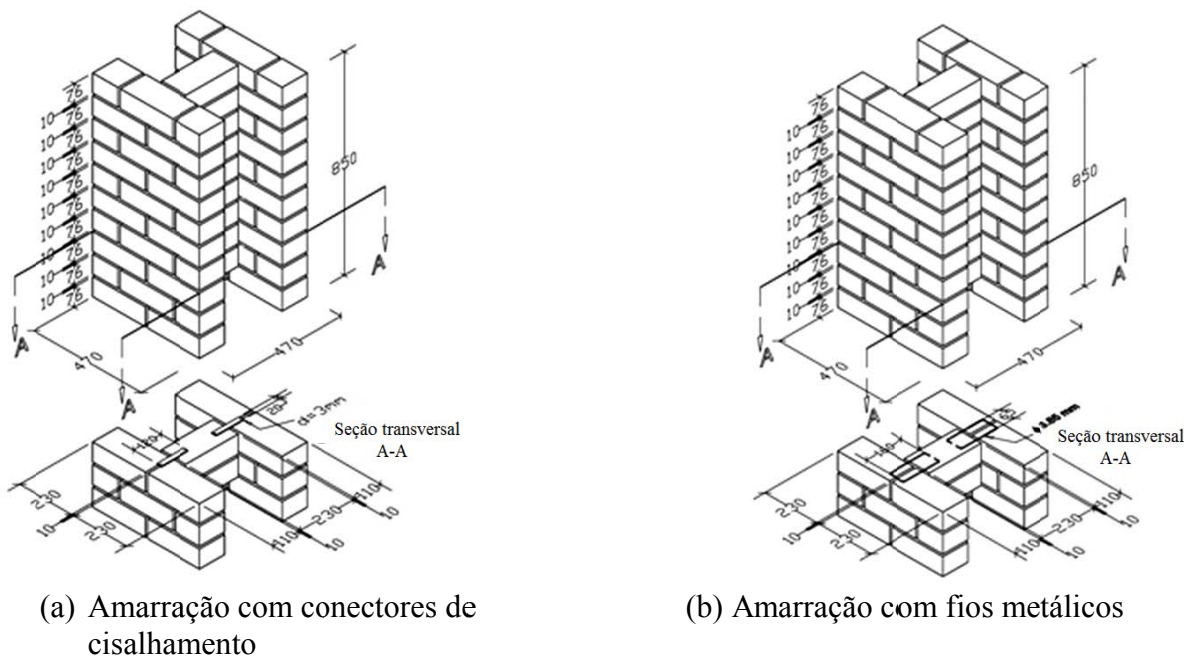
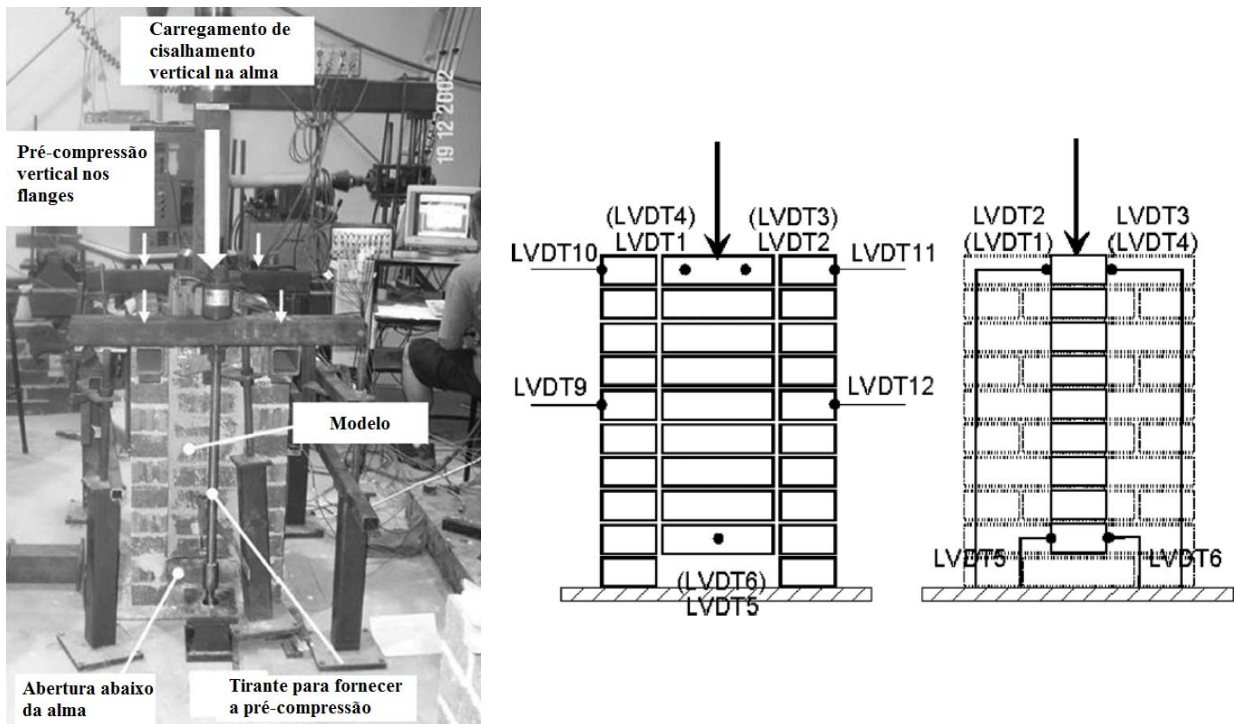


Figura 2.42 – Especificação geométrica dos modelos com amarração indireta ensaiados por Bosiljkov et al., 2010.



(a) Esquema de carregamento (b) Instrumentação dos modelos
 Figura 2.43 – Esquema de ensaio de resistência ao cisalhamento vertical proposto por Bosiljkov et al. (2010).

A série que apresentou maior resistência ao cisalhamento vertical da interface foi aquela correspondente aos modelos com amarração direta a cada duas fiadas. Ao alterarem a amarração para cada três ou quatro fiadas houve uma redução na resistência ao cisalhamento de 15% e 41%, respectivamente. Quanto à amarração indireta, os modelos com conectores de cisalhamento apresentaram maiores valores de resistência ao cisalhamento que os modelos com fios metálicos, aproximadamente 25% de diferença. Bosiljkov et al. (2010) afirmam que os modelos com fios metálicos apresentaram comportamento satisfatório, pois a resistência ao cisalhamento desses modelos foi 8% maior que a obtida nos modelos com amarração direta a cada quatro fiadas (espaçamento máximo de intertravamento dos blocos permitido pela AS 3700:2001). Apesar dos modelos com amarração direta apresentarem maior capacidade resistente, Bosiljkov et al. (2010) comentam que antes da ruptura por cisalhamento ocorrida na interface, os modelos com conectores de cisalhamento apresentaram rigidez ao cisalhamento duas vezes maior que a de todos os outros modelos, e que a ductilidade após a ruptura de ambos os casos de amarração indireta (com conector de cisalhamento e com fios metálicos) foi significativamente maior do que a ductilidade dos modelos com amarração direta, o que pode ter um impacto significativo sobre o desempenho sísmico de elementos de alvenaria estrutural.

Bosiljkov et al. (2010) ainda utilizaram o modelo analítico proposto por Drysdale et al. (2008) para previsão da força de ruptura dos modelos com conectores de cisalhamento e obtiveram boa concordância, comprovando a validade desse modelo.

Bosiljkov et al. (2010) compararam os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos experimentalmente com as prescrições das normas australiana (AS 3700:2001), canadense (CSA S304.1:2004), americana (ACI 530:2011) e europeia (EN 1996-1-1:2005). Segundo esses autores, os códigos normativos analisados mostraram-se muito conservadores em todos os casos, necessitando-se de mais pesquisas para esclarecer essa situação.

2.5 Modelagem Numérica

2.5.1 Considerações iniciais

A alvenaria é um material compósito constituído por unidades e argamassa. A complexidade do material de alvenaria é essencialmente devida à interface de argamassa ser geralmente o elo mais fraco no qual se concentram os principais fenômenos não lineares. Essa é a razão principal pela qual a alvenaria se comporta como um material anisotrópico com diferentes propriedades direcionais, tornando sua simulação numérica bastante complexa.

Com o advento dos métodos numéricos e o avanço computacional, tornou-se possível utilizar modelos constitutivos mais completos e acurados para esse tipo de estrutura. As aplicações de métodos numéricos para a alvenaria têm o objetivo de estudar seu comportamento, caso altere-se a geometria ou propriedades mecânicas do bloco ou da argamassa. Um dos métodos comumente utilizados para a solução de problemas físicos de alvenaria é o método dos elementos finitos.

O método dos elementos finitos pode ser resumido em três etapas: pré-processamento, processamento (solução) e pós-processamento. Na primeira etapa descreve-se o modelo matemático, para isso consideram-se as variáveis geométricas e cinemáticas, as leis constitutivas do material, os carregamentos e as condições de contorno. Na segunda etapa, o sistema de equações, que depende da discretização e do elemento finito adotado, é resolvido por um método numérico de solução de sistemas de equações para se obter a resposta numérica procurada. Finalmente, na última etapa, por meio da interpretação dos resultados, e juntamente com o respectivo refinamento da análise (caso seja necessário), consegue-se estabelecer, com certa precisão, a solução do modelo matemático.

2.5.2 *Técnicas de Modelagem*

A análise numérica da alvenaria executada pelo método dos elementos finitos segue duas abordagens.

1. Micromodelagem, que se divide em micromodelagem detalhada e micromodelagem simplificada.

a) Micromodelagem detalhada: com continuidade de elementos para as unidades, continuidade de elementos para a junta e elementos de interface para as áreas de adesão (Figura 2.44b).

Nesse tipo de modelagem é necessário considerar as características mecânicas das unidades e da argamassa. A interface unidade/argamassa é representada por elementos descontínuos, que constituem um plano potencial de fissuração/deslizamento. A vantagem desse tipo de modelagem é que permite estudar, de forma minuciosa, a ação combinada da unidade, da argamassa e da interface. Por outro lado essa abordagem apresenta um tempo de processamento consideravelmente superior ao das demais abordagens, além de exigir uma malha bastante refinada e uma grande quantidade de parâmetros dos materiais. Dessa forma, esse tipo de modelagem é indicado para análise em que o maior interesse é o comportamento localizado, sendo recomendado para estruturas de pequeno porte.

b) Micromodelagem simplificada: a junta de argamassa é simulada por interface de espessura zero e unidades com dimensões expandidas para manter a característica geométrica da alvenaria, ver Figura 2.44c. Essa simplificação é penalizada pela perda na precisão por desprezar o efeito Poisson da argamassa, mas ainda fornece resultados com bastante precisão.

2. Macromodelagem, que não faz distinção entre unidades e juntas de argamassa sendo a alvenaria tratada como um meio contínuo anisotrópico homogêneo (Figura 2.44d). Essa abordagem assume que as unidades e juntas estão naturalmente homogeneizadas. Parte-se do princípio que estudando-se a célula básica da alvenaria representa-se o comportamento global da estrutura. Assim, utilizam-se técnicas de homogeneização que podem ser analíticas, numéricas ou expressões empíricas para se determinar a matriz de rigidez de um material homogêneo fictício que é mecanicamente equivalente à alvenaria (GONÇALVES JÚNIOR, 2008).

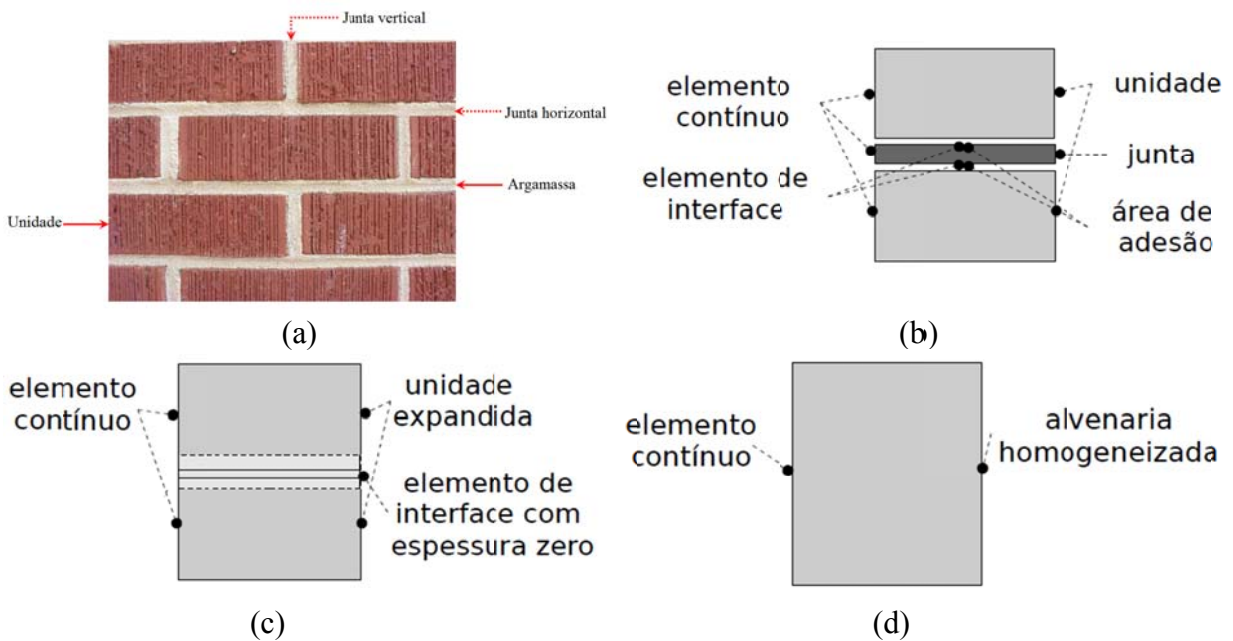


Figura 2.44 – Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) exemplar da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem (LOURENÇO, 1996 – adaptado).

Dependendo do propósito da modelagem, todas as estratégias são válidas. A micromodelagem é útil para se observar a fissuração local dos elementos e verificar precisamente a influência da junta no comportamento da alvenaria. Já a macromodelagem é útil para se analisar o comportamento global das estruturas.

2.5.3 Modelo constitutivo para a micromodelagem

Além da escolha entre as estratégias de micro ou macromodelagem, deve-se especificar o modelo constitutivo que represente satisfatoriamente o comportamento do material alvenaria.

O micromodelo torna a simulação numérica mais realista e rigorosa, quando são adotados modelos constitutivos apropriados para o bloco e para as juntas. Para as interfaces que representam as juntas de argamassa, Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo constitutivo combinado: fissuração-cisalhamento-esmagamento. Esse modelo é adequado para simular a fratura, o deslizamento por cisalhamento, bem como a ruptura por compressão das interfaces. O modelo considera ruptura à tração no Modo I de fraturamento de acordo com uma superfície limite, o critério de Mohr-Coulomb para ruptura do Modo II, e o critério denominado “capa de compressão” para ruptura por compressão (Figura 2.45).

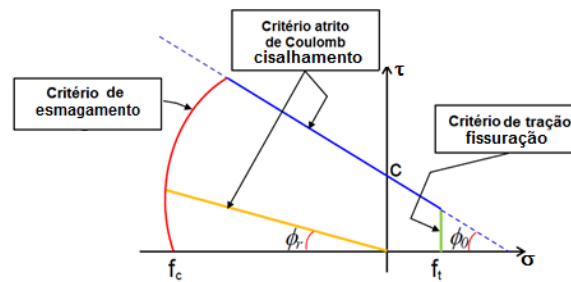


Figura 2.45 – Modelo proposto por Lourenço e Rots (1997).

No micromodelo as unidades podem ser mantidas no regime elástico linear e todo comportamento elástico não linear da parede ser concentrado nas juntas e nos elementos de interface no meio das unidades que representam uma fissura potencial vertical no meio da unidade. Ou pode-se ainda representar as unidades por um meio contínuo e atribuir-lhes um modelo constitutivo que considere as não linearidades.

No presente trabalho é utilizado o programa computacional DIANA[®] (DIplacement ANALyser) para a simulação numérica dos modelos analisados experimentalmente. No capítulo 5 são descritos com detalhes os modelos utilizados na micromodelagem da alvenaria.

2.6 *Trabalhos sobre análise numérica de paredes interconectadas*

2.6.1 *Vekemans e Arce (1993) e Vekemans (1994)*

Segundo Vekemans e Arce (1993), muitos trabalhos tratam de paredes planas e suas muitas variações com uma pequena consideração dos efeitos da presença de flanges, ou da interação dos elementos comuns. Em virtude da ausência de informações, Vekemans e Arce (1993) analisaram numericamente a influência dos flanges na rigidez de paredes de alvenaria não-armada utilizando o método dos elementos finitos e o programa DIANA.

Foram modeladas paredes em formato T de 540 mm de comprimento, variando-se a altura das paredes e o tamanho dos flanges. As paredes foram carregadas com uma força vertical uniformemente distribuída no topo em combinação com uma força horizontal, também aplicada no topo. Vekemans e Arce (1993) utilizaram um malha bidimensional, sendo que os flanges foram modelados apenas com a mudança da espessura dos elementos em sua região. As unidades foram modeladas usando-se dois elementos planos contínuos e um elemento de interface localizado verticalmente no centro da mesma, possibilitando a fissuração naquela posição, e as juntas foram modeladas com elementos de interface. Para

representar as unidades foi adotado um elemento de estado plano de tensão, quadrilateral, quadrático de oito nós (CQ16M), e para representar as interfaces foi adotado um elemento linear de interface de seis nós (CL12I). A Figura 2.46 apresenta uma visão geral da malha de elementos finitos.

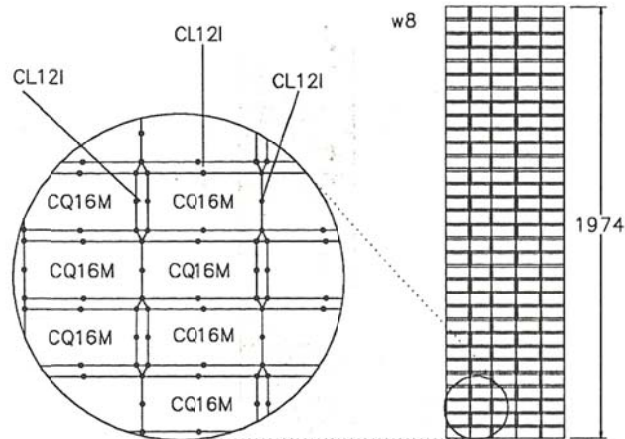


Figura 2.46 – Geometria e elementos do modelo usado na análise bidimensional (VEKEMANS e ARCE, 1993).

Na análise não linear, durante o desenvolvimento das fissuras foi considerado que as unidades mantinham-se no comportamento elástico linear, e que todo comportamento elástico não linear da parede estava presente nas juntas e nos elementos de interface no meio das unidades. As características mecânicas das unidades e da argamassa foram obtidas das pesquisas realizadas por Vermeltfoort e Van der Pluijm (1991).

Vekemans e Arce (1993) verificaram que o modelo bidimensional não era adequado para representar as paredes e não levava em conta qualquer possibilidade de influência dos efeitos do cisalhamento nos flanges, nem a danificação que poderia ocorrer devido à fissuração no plano do flange. Dessa forma, o modelo bidimensional não era capaz de prever as deformações da ligação parede-flange, além de não ser possível verificar a distribuição das tensões ao longo do flange ou mesmo sua possível fissuração. Esses autores comentam que com um modelo tridimensional poderia se verificar a distribuição de tensões no flange, as concentrações de tensões de cisalhamento na ligação parede-flange e a influência da fissuração que eventualmente ocorresse. De qualquer forma o modelo mostrou que a contribuição dos flanges é efetiva e produziu tensões na alma com boa concordância com os resultados experimentais.

Vekemans (1994) desenvolveu um modelo numérico mais simples que o tridimensional, na tentativa de representar o comportamento da parede T melhor do que o modelo bidimensional (2D). O modelo foi denominado de 2 ½ D, sendo que a parede e o flange eram modelados com os mesmos elementos planos de tensão, mas posicionados a 90°, ver Figura 2.47. Apesar da maior simplicidade do modelo proposto, Vekemans (1994) afirma que esse modelo ainda não permite verificar a distribuição de tensão ao longo da espessura do flange e não leva em consideração a fissuração em seu plano. Vekemans (1994) ainda comenta sobre uma possível melhoria no modelo caso fossem utilizados elementos finitos planos para a parede e elementos finitos tridimensionais para o flange. Observando-se o tipo de elemento que Vekemans (1994) utilizou, era de se esperar que o modelo 2 ½ D não representasse o comportamento da parede com flange, uma vez que o elemento CQ16M utilizado é um elemento de chapa e o ideal seria utilizar um elemento de casca.

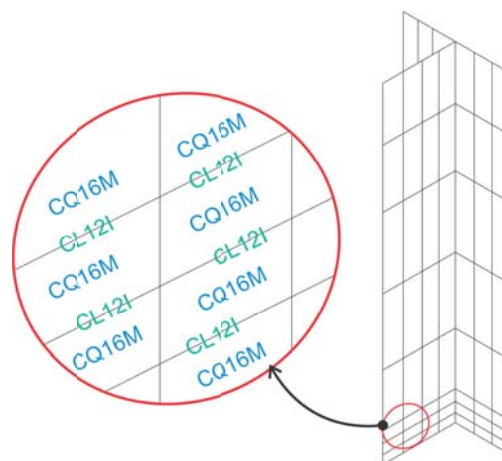


Figura 2.47 – Geometria e elementos do modelo usado na análise 2 ½ D (VEKEMANS, 1994).

2.6.2 Ali et al. (2000)

Ali et al. (2000) realizaram uma análise numérica de paredes de tijolos enrijecidas por paredes ortogonais considerando as não-linearidades da alvenaria. O objetivo desse trabalho foi investigar a influência do tipo de carregamento e da geometria das paredes no comportamento das paredes enrijecidas. Foram analisadas paredes em formato H e paredes isoladas, variando-se a altura dos painéis, o comprimento da parede central (alma), a excentricidade do carregamento (axial ou não) e, no caso das paredes enrijecidas, a região de aplicação da força (somente na alma ou na seção total). Ali et al. (2000) afirmam que para a modelagem numérica da parede com flanges é necessária uma análise tridimensional. Contudo, para reduzir o tempo de processamento, a alvenaria foi considerada como material

homogêneo (macro-modelagem). Para essa análise numérica esses autores utilizaram o programa de elementos finitos ABAQUS®, no qual foi adotado para representação da alvenaria um modelo de material elastoplástico (Figura 2.48) utilizado para análises de estruturas de concreto. Utilizaram-se elementos finitos tridimensionais e foram ainda consideradas as não-linearidades geométrica e física. As características mecânicas da alvenaria foram obtidas de ensaios uniaxiais realizados por Sinha e Hendry (1979) e Sinha (1982).

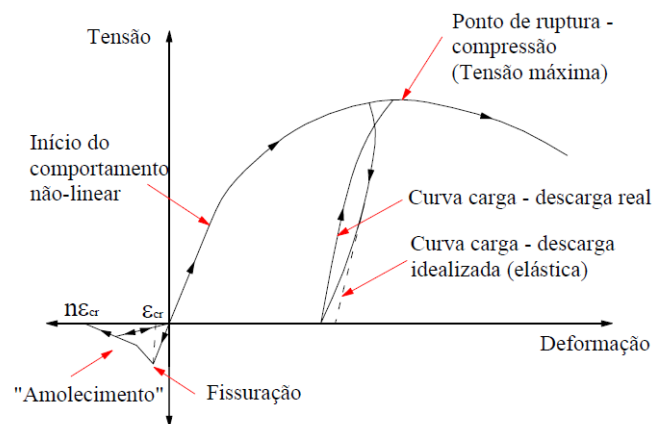


Figura 2.48 – Comportamento uniaxial do modelo. Adaptado do manual do ABAQUS (ALI et al., 2000).

Segundo Ali et al. (2000), o modelo numérico apresentou boa correlação com os valores experimentais. No caso do carregamento axial apenas na parede central (alma), esses autores verificaram que a ruptura ocorreu pela formação e propagação de fissuras verticais predominantemente na ligação alma-flange. As fissuras se iniciaram na ligação alma-flange, próximas ao topo, onde as tensões de cisalhamento foram muito altas, e propagaram-se praticamente na direção vertical com o aumento do carregamento. Esses resultados são compatíveis com os observados nos ensaios de outros autores que utilizaram modelos experimentais semelhantes, como Sinha e Hendry (1979) e Capuzzo Neto (2000).

Ali et al. (2000) concluíram que a parede enrijecida com o carregamento apenas na alma tem uma resistência significativamente menor que as paredes isoladas e aquelas com o carregamento aplicado em toda a área. Essa menor resistência pode ser explicada pela concentração de tensões normais e de cisalhamento na região de aplicação do carregamento, que levam à perda de convergência do problema.

2.6.3 *Peleteiro (2002)*

Peleteiro (2002) realizou uma modelagem numérica de painéis de alvenaria, cujo objetivo foi verificar a transferência de forças entre paredes. A análise numérica foi realizada no programa ABAQUS considerando-se o comportamento linear e não-linear dos materiais. O modelo analisado foi aquele ensaiado por Capuzzo Neto (2000), isto é, painéis em formato H com cinta de amarração na última fiada. Peleteiro (2002) utilizou para a análise não-linear o mesmo modelo de material usado por Ali et al. (2000) (Figura 2.48), disponível na biblioteca do ABAQUS. Os blocos e as juntas de argamassa foram discretizados separadamente (micromodelagem), empregando-se um elemento de casca. Na modelagem numérica, a interface entre a alma e o flange foi simulada com aderência perfeita, não havendo a possibilidade de deslocamento ou deslizamento relativo dos nós na interseção. Dessa forma o modelo numérico não foi capaz de representar a ruptura da parede na interface.

Peleteiro (2002) não considerou os vazados dos blocos, utilizando uma espessura efetiva de 7 cm para representar as unidades. Dessa forma, foi necessário converter os valores referentes ao bloco na área bruta para a área líquida. O carregamento, uma força uniformemente distribuída, foi aplicado apenas no topo da parede central. Peleteiro (2002) adotou a resistência à tração do bloco e da argamassa como sendo 10% da resistência à compressão. Para o modelo numérico do painel, a cinta de amarração na última fiada foi considerada como constituída apenas pelo graute e apresentando um comportamento elástico linear. Essa simplificação foi admitida porque tal elemento tinha a função apenas de amarrar o topo das paredes e distribuir de maneira mais uniforme o carregamento aplicado.

Peleteiro (2002) obteve aproximadamente 80% dos valores experimentais da força média de primeira fissura e da força média de ruptura dos painéis da Série 1 ensaiada por Capuzzo Neto (2000), indicando uma boa consistência dos resultados da análise numérica.

Quanto ao deslocamento vertical relativo entre a alma e o flange, Peleteiro (2002) realizou comparações para diferentes intensidades de carregamento. Na comparação para uma força inferior a 75% da força de ruptura numérica e experimental, os valores obtidos pela análise numérica representaram adequadamente os deslocamentos obtidos experimentalmente, tanto na região inferior, quanto na superior do painel. Entretanto, quando comparou uma força superior ao limite do regime linear, na região superior do painel, Peleteiro (2002) não encontrou boa correlação; os valores numéricos para os flanges foram superiores aos experimentais, enquanto que para a parede central ocorreu o inverso.

Apesar da análise numérica realizada não ter representado a separação das paredes, Peleteiro (2002) concluiu que o modelo numérico, considerando-se a não linearidade física, apresentou resultados consistentes com os observados nos ensaios em termos de forças (aparecimento da primeira fissura e ruptura), mostrando a viabilidade do uso do programa computacional ABAQUS[®] para estimativa da resistência da interface. Contudo, essa autora percebeu que para uma melhor representação do comportamento da alvenaria é necessário avaliar a separação das paredes por meio de uma modelagem numérica mais complexa. A separação das paredes deve ocorrer em função da tensão de cisalhamento atuante na interface, de modo que acima de um limite pré-determinado não ocorra mais a transmissão de forças entre as paredes.

2.6.4 Bosiljkov et al. (2010)

Dando continuidade ao estudo experimental descrito no item 2.4.12, Bosiljkov et al. (2010) realizaram uma modelagem numérica com o objetivo de analisar alguns parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento vertical das interfaces de paredes com flanges utilizando diferentes tipos de ligação. Bosiljkov et al. (2010) utilizaram os resultados experimentais para calibração e verificação do modelo numérico, o que permitiu uma subsequente análise paramétrica para estudo da influência do tamanho e da geometria do modelo, bem como da influência da forma de aplicação do carregamento e das condições de contorno.

Os autores utilizaram um modelo em elementos finitos adotando a técnica de micromodelagem simplificada, porém, não explicitam em qual o programa foi desenvolvida a análise. Cada tijolo foi modelado usando dois elementos de estado plano de tensão, com quatro nós e fissuração distribuída. As juntas horizontais e verticais, bem como a interface das duas metades dos tijolos (onde a fissuração é provável que ocorra), foram modeladas com elementos de interface de quatro nós capazes de simular o início e a propagação da fratura da interface sob tensões normais e de cisalhamento combinadas, tanto na região de tração-cisalhamento quanto na região de compressão-cisalhamento. Bosiljkov et al. (2010) adotaram os modelos constitutivos propostos por Lotfi e Shing (1994) para representar os tijolos e as interfaces (Figura 2.49).

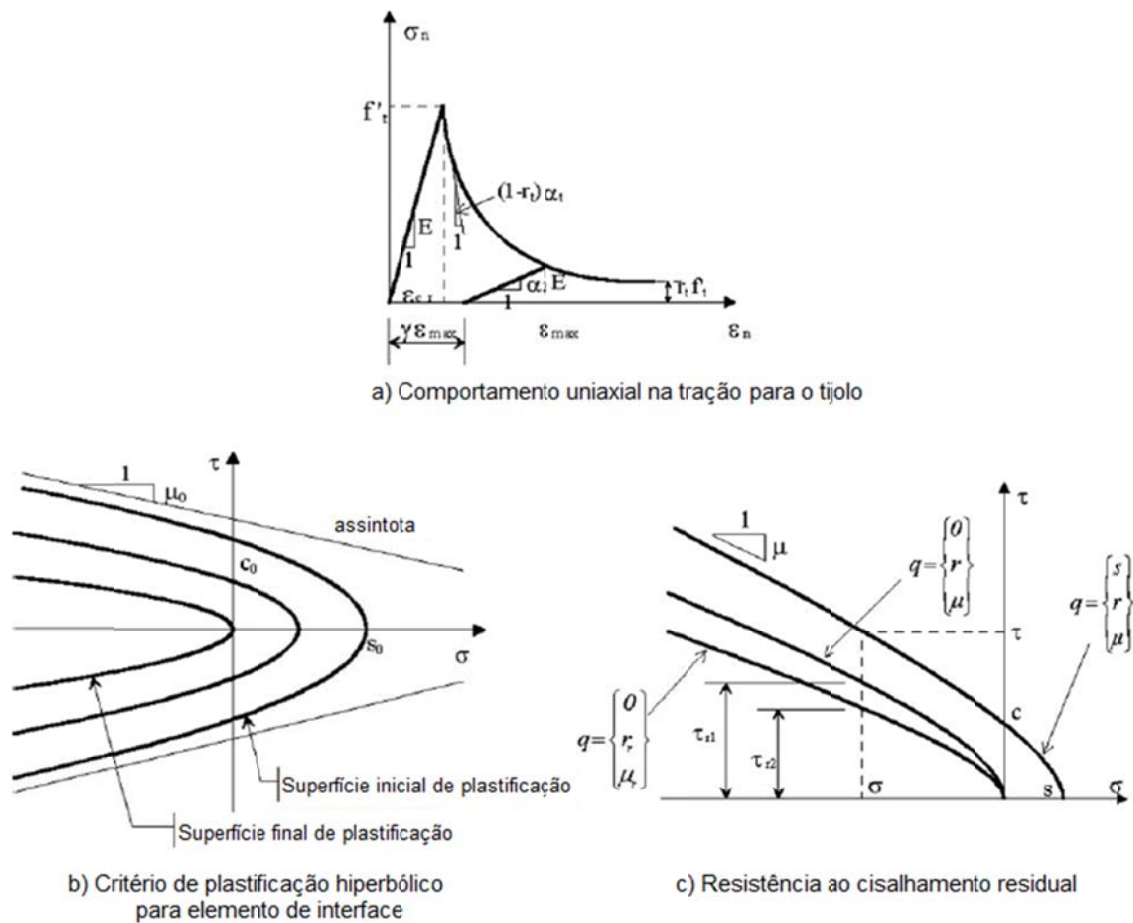


Figura 2.49 – Modelos constitutivos para tijolo e juntas propostos por Lotfí e Shing (1994).

Os conectores de cisalhamento e os fios metálicos foram modelados de forma discreta, assumindo-se aderência perfeita e um modelo de material elastoplástico com encruamento (sem deslizamento ou descolamento da junta). Duas condições foram consideradas para os flanges: sem restrição do movimento lateral do topo e com movimento lateral confinado. As hipóteses das condições de contorno e aplicação de carregamento são mostradas na Figura 2.50.

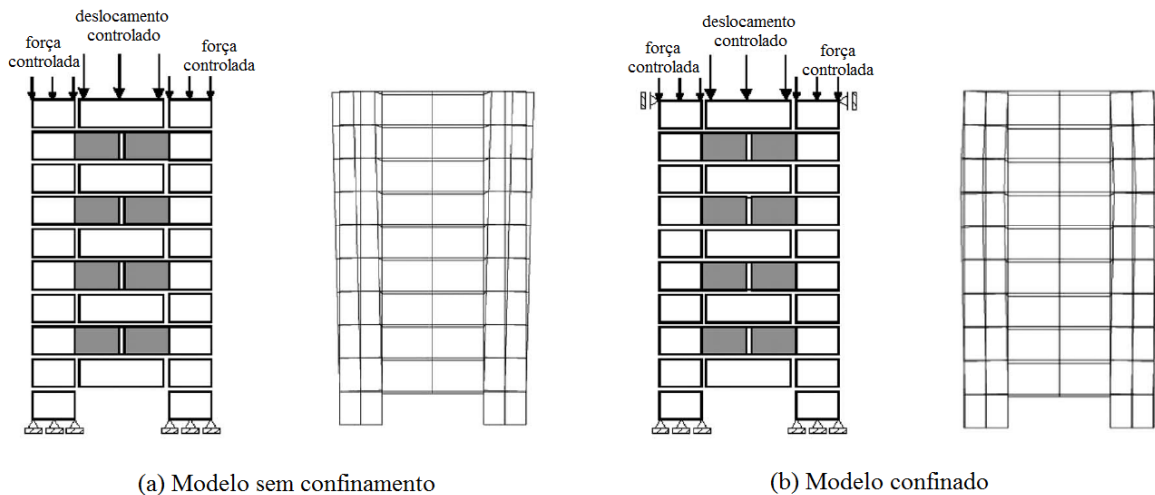


Figura 2.50 – Condições de contorno e de aplicação de carregamento para modelos numéricos (BOSILJKOV et al., 2010)

Segundo Bosiljkov et al. (2010) o modelo representou razoavelmente bem a máxima resistência ao cisalhamento e a resposta de cisalhamento de todos os tipos de modelos ensaiados. Entretanto, para as séries com conectores de cisalhamento, o modelo não foi capaz de reproduzir a formação das rótulas plásticas nem o arrancamento do conector, ocorrências observadas nos ensaios. O efeito do confinamento foi muito significativo, pois a resistência dos modelos com essa configuração foi 70% maior que para o caso sem o confinamento. Bosiljkov et al. (2010), portanto, recomendam que o confinamento dos flanges deve ser garantido pelo procedimento de ensaio para assegurar que o modo de ruptura por cisalhamento adequado seja obtido. Esses autores também concluíram que as condições de contorno e de carregamento dos flanges influenciam de forma significativa a resistência ao cisalhamento dos modelos, no entanto não sugerem nenhuma configuração específica a esse respeito. Segundo Bosiljkov et al. (2010) a intensidade de pré-compressão nos flanges também influencia na resistência ao cisalhamento, mas apenas até certo limite (de aproximadamente 0,5 MPa). Para intensidades de pré-compressão superiores, os resultados se tornam mais estáveis e são também menos influenciados pelo tamanho da amostra. Dessa forma, Bosiljkov et al. (2010) indicam que para um ensaio de cisalhamento padronizado, amostras desse tipo devem ter no mínimo seis fiadas de altura com uma pré-compressão inicial de 0,5 MPa ou mais. Amostras mais curtas (com 4 fiadas ou menos) produzem uma resistência ao cisalhamento superior, e uma amostra de no mínimo seis fiadas de altura deve ser utilizada para obter um resultado representativo.

2.6.5 *Haach et al. (2011)*

Esse trabalho teve como objetivo estudar numericamente, via método dos elementos finitos, a influência dos flanges no comportamento de paredes de alvenaria não armada sob carregamento horizontal. Nesse estudo foi considerada apenas amarração direta entre paredes e devido à ausência de resultados experimentais em paredes com flanges, o modelo numérico foi validado com resultados experimentais de ensaios em paredes retangulares de blocos de concreto obtidos por Haach (2009).

Haach et al. (2011) utilizaram um micromodelo tridimensional desenvolvido no programa DIANA[®], cuja rede de elementos finitos era composta de elementos contínuos e de interface para representar, respectivamente, as unidades de alvenaria e as juntas. Cada unidade foi representada por dois elementos de casca curvos, isoparamétricos e com quatro nós contínuos (Q20SH), e por um elemento de interface não linear de dois nós com configuração tridimensional (N6IF) para representar uma fissura potencial vertical no meio da unidade. As juntas de argamassa entre as unidades também foram representadas pelo elemento N6IF.

As unidades localizadas na ligação dos flanges com a alma foram representadas por elementos de interface, intercalando-se elementos com propriedades de argamassa, com elementos com as propriedades de fissura potencial vertical do bloco. Assim, foi possível representar o mecanismo de intertravamento dos blocos. Os modelos foram submetidos primeiramente a uma força de compressão vertical que foi mantida constante durante toda a simulação e, em seguida, deslocamentos horizontais foram impostos ao modelo até a ruptura.

Haach et al. (2011) realizaram análises paramétricas usando esse modelo para verificar a influência de parâmetros como tamanho dos flanges e condições de contorno. Esses autores concluíram que, sob carregamento horizontal, o tamanho do flange aumenta a resistência lateral da parede, e que o flange contribui de forma significativa na resistência às tensões normais e de forma insignificante na resistência das tensões de cisalhamento horizontais. Quanto às tensões na interface entre a parede central e os flanges, Haach et al. (2011) observaram uma distribuição uniforme das tensões de cisalhamento nos blocos e nas juntas de argamassa nos modelos de parede que romperam por flexão. Enquanto os modelos de paredes que romperam por cisalhamento apresentaram um decréscimo nas tensões de cisalhamento nas juntas e aumentaram a tensão de cisalhamento nos blocos após a abertura da fissura diagonal. A máxima tensão de cisalhamento na interface entre a parede central e os flanges foi de aproximadamente 0,40 MPa.

2.7 Conclusões do capítulo

Neste capítulo foram apresentadas algumas propriedades mecânicas fundamentais para o estudo das paredes de alvenaria interconectadas, bem como formas de obtê-las e as relações entre elas, de acordo com estudos realizados por outros pesquisadores e por normas técnicas. As principais conclusões para aplicação neste trabalho são relatadas a seguir:

Todos os autores mencionados chegaram à mesma conclusão no que diz respeito ao tipo de assentamento da argamassa: no ensaio de compressão axial, a colocação de argamassa apenas nas laterais dos blocos implica em maiores tensões nos septos, que levam o material à ruptura por flexão. Os resultados de ensaios encontrados na literatura indicam que a fissuração dos prismas com argamassamento lateral ocorre a uma intensidade de força relativamente pequena em comparação com a força dos prismas com argamassamento total.

A aderência da argamassa é um parâmetro chave para que a alvenaria desenvolva suas funções de forma eficaz. Isso implica na observação de parâmetros como resistência a tração e ao cisalhamento.

Quanto à resistência à tração, verificou-se que são propostos diversos métodos para caracterização da tensão de tração por aderência da alvenaria. O ensaio de tração direta é, provavelmente, o ensaio mais adequado para avaliar os mecanismos de fraturamento pós-pico, pois quando realizado com controle dos deslocamentos é possível obter todos os parâmetros relevantes da Mecânica do Fraturamento. No entanto, na impossibilidade de se executar o ensaio de tração direta da junta, pode-se executar o ensaio de sistema de alavanca (*Bond Wrench Test*), que é mais simples, mas também consegue prever a resistência das juntas de argamassa. Os ensaios de flexão têm como desvantagem o fato de permitir obter apenas a resistência máxima, não permitindo, no entanto, obter a forma do diagrama tensão-deslocamento pós-pico.

Com a finalidade de caracterizar o comportamento da alvenaria sob cisalhamento, diferentes métodos de ensaio para determinar os parâmetros de resistência (coesão, ângulo de atrito e dilatância) foram adotados por vários pesquisadores. O ensaio proposto por Hofmann e Stöckl (1986) foi o que produziu distribuição de tensões mais uniformes, no entanto, não é de fácil execução. Dessa forma, o ensaio em tripletas pode ser considerado razoável para a obtenção dessas propriedades.

O comportamento das juntas de alvenaria na ruptura por cisalhamento com aplicação de pré-compressão, pode ser representado pela lei de atrito de Coulomb, que estabelece uma relação linear entre a tensão de cisalhamento τ e a tensão normal σ .

O cisalhamento vertical nas interfaces de paredes interconectadas ainda não é bem abordado pelas normas técnicas, principalmente no que diz respeito às ligações que diferem da amarração direta.

Das pesquisas citadas na revisão da literatura, pode-se afirmar que a existência da interação de paredes conectadas é relativamente bem consolidada por diversos autores. Dessa forma, é imprescindível compreender e determinar a resistência da interface onde ocorre a transferência do carregamento. Além disso, qualquer consideração sobre a contribuição de flanges em paredes de alvenaria submetidas a uma carga horizontal ou vertical depende da resistência ao cisalhamento da interface entre elas.

Quanto à eficiência das ligações de paredes, ainda não existe um consenso sobre os valores de resistência ao cisalhamento das interfaces, nem sobre o grau de interação das paredes para os diversos materiais e tipos de ligações usualmente empregados. Contudo, é evidente a necessidade da determinação da resistência ao cisalhamento vertical da interface. Somente com esse valor determinado é que se pode realizar a distribuição das ações entre paredes conectadas de um modo seguro e mais próximo do que ocorre no edifício de múltiplos pavimentos de alvenaria, sendo necessários novos estudos para se conhecer essa propriedade.

A partir da investigação dos comportamentos de diferentes configurações geométricas e formas de restrições, optou-se pela utilização do modelo de cisalhamento proposto por Capuzzo Neto (2005), que apresentou resultados satisfatórios quanto à distribuição uniforme das tensões de cisalhamento ao longo da altura e tem melhor situação de simetria. No entanto, para garantir a ruptura por cisalhamento, os efeitos da flexão e a concentração de tensão na região de aplicação do carregamento devem ser minimizados ao máximo. Esses dois problemas podem ser suavizados com a aplicação da pré-compressão dos flanges para estabilização do modelo e da restrição apenas nas bases dos flanges.

A Tabela 2.9 apresenta os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento obtidos por alguns pesquisadores, os quais serão oportunamente comparados com os resultados obtidos no presente trabalho.

Tabela 2.9 – Resistência ao cisalhamento vertical obtida por diversos pesquisadores.

Pesquisador	Material	Número de modelos	Escala	Amarração direta (MPa)		Grampos (MPa)	
				τ_m	τ_k	τ_m	τ_k
Camacho (2001)	Bloco cerâmico	2	1:3	0,47 ^(*)	0,39	0,49	0,41
Silva (2003)	Bloco cerâmico	2	Natural	0,90	0,65	0,59	0,46
Capuzzo Neto (2005)	Bloco cerâmico	5	1:3	1,32 ^(*)	1,10	–	–
Mauricio (2005)	Bloco de concreto	3	Natural 1:4	0,88 1,50 ^(*)	0,57 1,18	–	–
Moreira (2007)	Bloco cerâmico	6	1:3	1,20 ^(*)	0,92	0,75	0,42
Drysdale et al. (2008)	Bloco de concreto	5	Natural	0,57	0,35	–	–
Bosiljkov et al. (2010)	Bloco cerâmico	2	Natural	1,15	0,87	–	–

(*) Fator de escala usado: 0,48 (Capuzzo Neto, 2005 e Maurício, 2005)

O estudo da modelagem de paredes pertencentes a planos verticais distintos, que é o caso de painéis com flanges, ainda é incipiente, havendo poucos trabalhos sobre o assunto. Dessa forma, é necessário um aprimoramento do modelo numérico para o estudo da interação de paredes. Dos estudos apresentados, o modelo de Haach et al. (2011) foi o que se mostrou mais eficiente para representar a separação entre flanges e parede central e fornecer resultados razoáveis para a força de ruptura e de fissuração, e para os deslocamentos relativos pós-fissuração.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL I: CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DA ALVENARIA

3.1 Considerações iniciais

O programa experimental foi realizado em duas etapas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. A primeira etapa consistiu em ensaios de caracterização de blocos cerâmicos e de concreto, tendo sido realizados os seguintes ensaios: análises dimensionais, determinação da área líquida, absorção, índice de absorção inicial, resistência à compressão e resistência à tração indireta. A alvenaria também foi caracterizada como material compósito nessa primeira etapa por meio dos seguintes ensaios: compressão de prismas de três fiadas e de pequenas paredes, cisalhamento direto e aderência das juntas de argamassa. As argamassas também foram caracterizadas quanto às seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão e módulo de elasticidade. A segunda etapa consistiu em ensaios de paredes em formato H, que são apresentados no próximo capítulo.

A seguir são apresentadas as propriedades dos materiais empregados na produção das argamassas e da alvenaria, bem como a descrição dos ensaios de caracterização realizados. Os resultados médios e característicos são apresentados de maneira sucinta neste capítulo, embora todos os resultados individuais sejam apresentados detalhadamente no APÊNDICE A.

3.2 Caracterização física e mecânica dos blocos

3.2.1 Generalidades

Nesta pesquisa foram utilizados blocos inteiros, meio-blocos e blocos especiais de amarração, de material cerâmico³ e de concreto⁴ (ver Figura 3.1). No instante do recebimento dos blocos os mesmos foram submetidos a uma inspeção visual, que não revelou a presença de defeitos significativos, como quebras e superfícies irregulares. As dimensões nominais dos blocos de ambos os materiais estão apresentadas na Tabela 3.1.

Os blocos de concreto e blocos cerâmicos foram solicitados com as resistências características à compressão de 4,0 MPa e 6,0 MPa, respectivamente, pois eram as mínimas oferecidas pelos fornecedores.

³ Os blocos cerâmicos foram doados pela empresa Cerâmica City

⁴ Os blocos de concreto utilizados foram fornecidos pela empresa Tatu Pré-moldados



a) Blocos de concreto



b) Blocos cerâmicos

Figura 3.1 – Blocos de concreto e cerâmicos utilizados.

Tabela 3.1 – Dimensões nominais dos blocos de concreto e cerâmicos (mm).

Bloco	Concreto			Cerâmico		
	Largura	Altura	Comprimento	Largura	Altura	Comprimento
Inteiro	140	190	390	140	190	290
Meio-bloco	140	190	190	140	190	140
Especial de amarração de 3 furos	140	190	540	140	190	440
Especial de amarração de 2 furos	140	190	340	–	–	–

Após a inspeção inicial, as características físicas e mecânicas dos blocos foram determinadas de acordo com a ABNT NBR 15270-3:2005, ABNT NBR 12118:2007 e ASTM C1006-7:2010. A Tabela 3.2 apresenta as propriedades avaliadas, bem como a quantidade de blocos da amostra de cada ensaio.

Tabela 3.2 – Propriedades avaliadas dos blocos de concreto e cerâmicos.

Propriedades avaliadas	Número de blocos da amostra	
	Concreto	Cerâmico
Geométricas		
Dimensões efetivas	6	13
Espessura dos septos e das paredes externas	6	13
Desvio em relação ao esquadro	–	13
Planeza das faces	–	13
Área bruta e área líquida	3	13
Dimensão dos furos	6	–
Raio das mísulas	6	–
Físicas		
Absorção de água e massa seca	3	6
Índice de absorção inicial do bloco	–	6
Mecânicas		
Resistência à compressão	6	13
Módulo de elasticidade	6	13
Resistência à tração indireta (bloco)	12	13
Resistência à tração indireta (bloco de amarração)	12	–

As dimensões efetivas dos meio-blocos também foram avaliadas, bem como a resistência à compressão e resistência à tração indireta dos blocos de amarração. As propriedades dos blocos cerâmicos e de concreto foram verificadas de acordo com os requisitos de tolerância estabelecidos pela ABNT NBR 15270-2:2005 e ABNT NBR 6136:2007, respectivamente.

3.2.2 Propriedades geométricas dos blocos e meio-blocos de concreto

A determinação das propriedades geométricas foi realizada com o auxílio dos seguintes equipamentos: uma régua com resolução de 1 mm, dois paquímetros com resolução 0,01 mm, um esquadro metálico de 90° e uma balança digital com resolução de 0,1 g.

As dimensões efetivas foram determinadas em blocos e meio-blocos, retirados aleatoriamente do lote, conforme prescrição da ABNT NBR 12118:2007, e realizando-se medições em três pontos distintos de cada face da largura, da altura e do comprimento (Figura 3.2). A Tabela 3.3 apresenta a média das leituras realizadas e os valores de tolerância estabelecidos pela ABNT NBR 6136:2007.

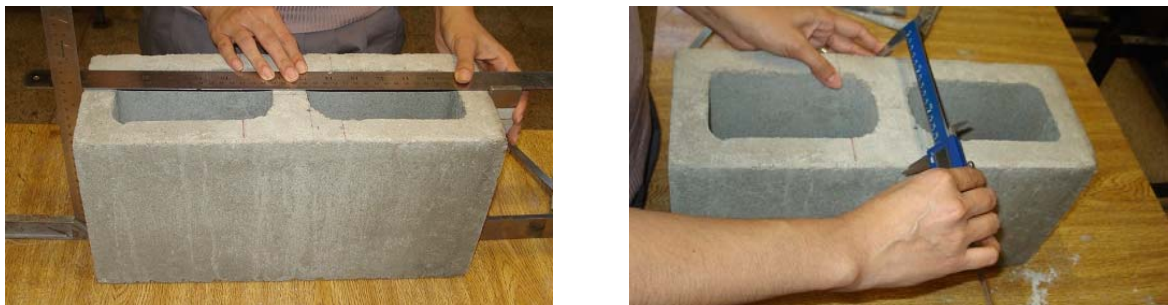


Figura 3.2 – Determinação das dimensões efetivas dos blocos de concreto.

Tabela 3.3 – Dimensões efetivas dos blocos e meio-blocos de concreto.

	Bloco			Meio Bloco		
	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
Média	139,31	191,56	390,57	140,42	189,50	190,46
DP	0,40	0,58	0,27	0,56	0,32	0,46
CV (%)	0,28	0,30	0,07	0,40	0,17	0,24

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

A diferença entre as medidas nominais e efetivas dos blocos e meio-blocos foram menores que os valores de tolerância estabelecidos pela norma. No entanto, foi encontrada

uma diferença de aproximadamente 1 mm na largura e 2 mm na altura dos blocos e meio-blocos. Essas diferenças implicam em correções que precisam ser realizadas no instante do assentamento dos blocos.

O bloco de concreto tinha furos tronco-cônicos, ou seja, as espessuras das paredes variavam ao longo de sua altura. Assim, foram determinadas as dimensões das paredes externas e dos septos na face de menor espessura (face inferior na ocasião do assentamento), e as dimensões dos furos e o raio das mísulas na face de maior espessura (face superior na ocasião do assentamento), ver Figura 3.3. Os resultados dessas medições estão apresentados na Tabela 3.4, juntamente com as tolerâncias preconizadas pela norma. Deve-se observar que todos os resultados estão em conformidade de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6136:2007.



Figura 3.3 – Determinação das dimensões dos furos e raio das mísulas.

Tabela 3.4 – Dimensões das paredes externas, dos septos, dos furos e raio das mísulas.

Bloco	Espessura			Dimensão dos furos		Raio das mísulas (mm)
	Paredes externas (mm)	Septos (mm)	Transversal Equivalente (mm/m)	Longitudinal (mm)	Transversal (mm)	
1	26,36	25,07	192,56	146,25	77,00	41,11
2	26,13	25,33	194,59	145,75	76,25	42,36
3	26,91	26,69	204,98	145,38	76,13	42,55
4	26,27	26,90	206,60	146,00	78,14	41,44
5	26,25	27,14	208,49	146,13	75,50	42,56
6	26,37	26,89	206,52	146,13	76,38	42,09
Média	26,38	26,34	–	145,94	76,57	–
DP	0,27	0,89	–	0,32	0,91	–
CV (%)	1,04	3,40	–	0,22	1,19	–

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 paredes transversais 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 40 mm, expresso individualmente.

A área bruta dos blocos foi obtida por meio do produto entre a largura e o comprimento, e a área líquida foi obtida considerando-se o peso submerso do bloco e do

consequente cálculo do empuxo produzido, ou seja, volume de líquido deslocado, ver Figura 3.4. A divisão entre o volume de líquido deslocado e a altura do bloco fornece a área líquida média (Equação 3.1).

$$A_{liq} = \frac{(m_u - m_a)}{\gamma \times H} \cdot 1000 \quad 3.1$$

Em que:

A_{liq} – área líquida do bloco, em mm²;

m_u – massa do bloco saturado, em g;

m_a – massa aparente do bloco, em g;

H – altura do bloco, em mm;

γ – massa específica da água, tomada como 1, em g/cm³.

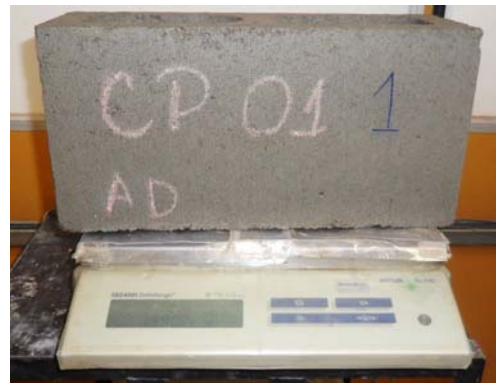


Figura 3.4 – Ensaio para determinação da área de líquida de blocos de concreto.

A Tabela 3.5 apresenta os valores médios da área bruta, área líquida e a relação entre elas para os três blocos da amostra.

Tabela 3.5 – Resultados da absorção de água, área bruta e área líquida dos blocos de concreto.

	Área bruta (mm ²)	Área líquida (mm ²)	A_{liq}/A_{bruta} (%)
Média	54375,5	29777,0	54,76
DP	173,2	324,7	0,56
CV (%)	0,32	1,09	1,02

Como a razão entre a área líquida e a área bruta dos blocos apresentou valor médio menor do que 75%, os mesmos foram classificados como blocos vazados de acordo com a ABNT NBR 6136:2007.

3.2.3 Propriedades geométricas dos blocos e meio-blocos cerâmicos

Os valores da largura, altura e comprimento dos blocos e meio-blocos cerâmicos foram obtidos realizando-se medições nos pontos indicados nas unidades conforme recomendação da ABNT NBR 15270-3:2005, ver Figura 3.5. Os blocos cerâmicos tinham área líquida constante ao longo da altura do bloco. A Tabela 3.6 apresenta a média das leituras realizadas e os valores de tolerância estabelecidos pela ABNT NBR 15270-2:2005.

A diferença entre as medidas nominais e efetivas dos blocos e meio-blocos foram menores que os valores de tolerância estabelecidos pela norma. Apesar disso, a largura dos blocos cerâmicos não está de acordo com as dos meio-blocos. Foi encontrada uma diferença de aproximadamente 1,5 mm, o que implica em correções nas dimensões da largura dos modelos.

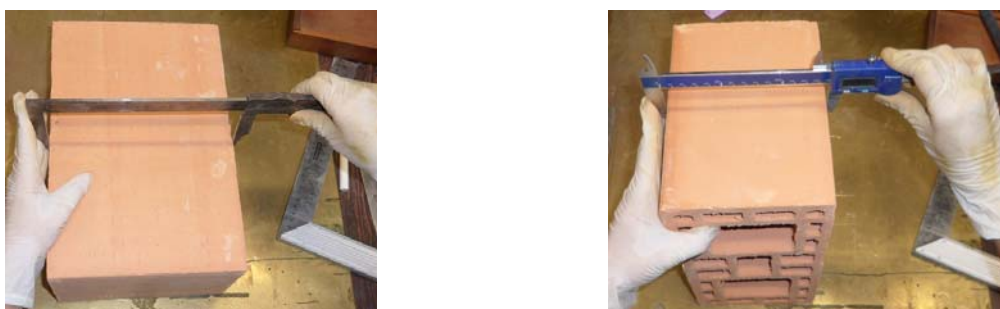


Figura 3.5 – Determinação das dimensões efetivas dos blocos cerâmicos.

Tabela 3.6 – Dimensões efetivas dos blocos e meio-blocos cerâmicos.

	Bloco			Meio bloco		
	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
Média	138,25	191,05	290,96	139,90	191,50	137,97
DP	0,27	0,40	0,72	0,53	0,59	0,55
CV (%)	0,19	0,21	0,25	0,38	0,31	0,40

Tolerâncias: $\pm 5,0$ mm, para valores individuais e $\pm 3,0$ mm, para valores médios.

Também foram obtidas as espessuras das paredes externas e dos septos, o desvio em relação ao esquadro e a planeza das faces, ver Figura 3.6. A Tabela 3.7 apresenta os resultados dessas determinações e os valores de tolerância prescritos pela ABNT NBR 15270-2:2005. Nos blocos analisados não houve desvio em relação ao esquadro nem flecha diagonal superior à tolerância da norma.



Figura 3.6 – Determinação da espessura das paredes externas e dos septos, e verificação da planeza das faces dos blocos cerâmicos.

Tabela 3.7 – Espessura das paredes externas e dos septos, desvio em relação ao esquadro e planeza das face dos blocos cerâmicos.

Bloco	Espessura das paredes externas				Espessura dos septos				Desvio em relação ao esquadro (mm)	Planeza das faces (mm)
	1ª (mm)	2ª (mm)	3ª (mm)	4ª (mm)	1ª (mm)	2ª (mm)	3ª (mm)	4ª (mm)		
1	9,26	9,33	9,68	10,33	9,23	8,49	7,55	7,57	1,04	1,26
2	9,88	8,62	8,70	9,44	8,11	8,60	7,03	7,04	2,54	1,13
3	9,20	9,99	9,72	9,98	8,29	8,43	7,07	7,02	1,16	0,78
4	9,57	9,88	10,62	9,38	8,59	8,53	7,78	8,00	2,57	1,67
5	9,94	9,05	9,33	9,93	8,45	8,59	8,06	8,02	2,12	0,00
6	9,13	9,09	9,79	9,72	8,34	8,65	7,37	7,06	2,02	2,05
7	9,20	9,61	9,70	9,35	9,10	8,18	8,50	7,95	2,24	2,06
8	9,45	9,86	9,61	9,69	8,64	8,10	7,42	7,10	2,46	1,01
9	9,03	9,25	9,85	9,39	8,51	8,13	7,13	7,30	2,84	0,82
10	8,67	9,64	9,36	9,23	8,58	8,03	7,43	7,05	1,23	1,11
11	9,97	8,70	9,55	9,38	7,87	8,56	7,55	7,23	2,33	1,36
12	9,22	9,79	8,17	9,50	8,87	8,10	7,02	7,08	2,67	1,99
13	9,72	9,39	9,85	9,63	7,85	8,26	7,04	7,05	2,80	0,90

Tolerâncias: a espessura mínima das paredes externas e dos septos deve ser de 8,0 mm e de 7,0 mm, respectivamente, para valores individuais. O valor máximo para o desvio em relação ao esquadro e a flecha deve ser no máximo de 3 mm, para valores individuais.

As áreas bruta e líquida dos blocos cerâmicos foram obtidas de forma análoga ao método utilizado nos blocos de concreto (Figura 3.7). A Tabela 3.8 apresenta os valores obtidos para a área líquida, área bruta e também a relação entre elas.



Figura 3.7 – Ensaio para determinação da área de líquida de blocos cerâmicos.

Tabela 3.8 – Resultados da área bruta e área líquida dos blocos cerâmicos.

Altura (mm)	Área bruta (mm ²)	Área líquida (mm ²)	A_{liq}/A_{bruta} (%)
Média	40226,6	15481,8	38,49
DP	137,5	55,2	0,09
CV (%)	0,34	0,36	0,22

A razão entre a área líquida e área bruta dos blocos cerâmicos foi 38,49%. De acordo com essa razão, os blocos podem ser classificados como vazados.

3.2.4 Propriedades físicas dos blocos de concreto

As características físicas do bloco de concreto obtidas de acordo com a ABNT NBR 12118:2007 foram: a massa seca e o índice de absorção de água. A aparelhagem necessária para a execução desses ensaios foi: balança com resolução de 0,1 g e estufa com controle de temperatura ajustável a $105\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$.

Para determinação da massa seca os blocos foram colocados em estufa durante 24 h e após esse período foram pesados em intervalos de 1 h, até que em duas determinações sucessivas a diferença de massa não fosse superior a 0,5% em relação ao valor anterior.

A absorção de água foi calculada por meio da diferença entre a massa do bloco saturado em água a temperatura ambiente durante o período de 24 horas e a massa do bloco seco, dividida pela massa do bloco seco. A Figura 3.8 apresenta os blocos em processo de saturação e de secagem, e a Tabela 3.9 apresenta os resultados médios desse ensaio.

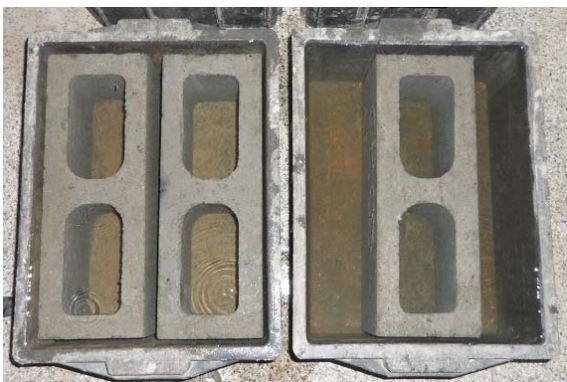


Figura 3.8 – Ensaio para determinação da absorção dos blocos de concreto.

Tabela 3.9 – Resultados da absorção de água dos blocos de concreto.

Bloco	Massa seca (g)	Massa saturada (g)	Absorção (%)
Média	12473,3	13336,7	6,92
DP	149,3	158,1	0,09
CV (%)	1,20	1,19	1,26

A absorção de água foi inferior ao limite de 10% estabelecido pela ABNT NBR 6136:2007.

3.2.5 Propriedades físicas dos blocos cerâmicos

As propriedades físicas dos blocos cerâmicos obtidas de acordo com a ABNT NBR 15270-2:2005 foram: a massa seca, o índice de absorção de água e o índice de absorção inicial.

O método utilizado para determinar a massa seca e o índice de absorção dos blocos cerâmicos foi similar ao adotado para os blocos de concreto. A Figura 3.9 apresenta os blocos em processo de saturação e de secagem, e a Tabela 3.10 apresenta os resultados médios obtidos nesse ensaio.

O valor estabelecido pela ABNT NBR 15270-2:2005 para o índice de absorção de água é de 8% para limite inferior e de 22% para limite superior, ficando, dessa forma, todos os resultados em conformidade com a prescrição da norma.



Figura 3.9 – Ensaio para determinação da absorção dos blocos cerâmicos.

Tabela 3.10 – Resultados da absorção de água dos blocos cerâmicos.

Bloco	Massa seca (g)	Massa saturada (g)	Absorção (%)
Média	5436,17	6247,83	14,93
DP	21,35	28,59	0,35
CV (%)	0,39	0,46	2,37

A unidade de alvenaria tem a propriedade de retirar a água presente na argamassa de assentamento e/ou no graute por efeito da capilaridade, o que produz uma ação de sucção. Essa característica é estimada pela taxa de absorção de água inicial, conhecida como AAI. De acordo com Drysdale et al. (1994), um valor muito alto ou muito baixo para essa taxa pode levar a uma baixa aderência entre a unidade e a argamassa. Os mesmos autores comentam que ensaios indicam que valores entre 4,8 a 29,00 (g/193,55cm²)/min produzem geralmente uma boa aderência com argamassas compatíveis.

No presente trabalho essa propriedade foi determinada de acordo com a ABNT NBR 15270-3:2005, ver Figura 3.10. O resultado médio obtido foi de 24,93 (g/193,55cm²)/min, com desvio padrão de 2,73 (g/193,55cm²)/min e coeficiente de variação de 10,95%.



Figura 3.10 – Ensaio para determinação do índice de absorção inicial de blocos cerâmicos.

De acordo com a ABNT NBR 15270-3:2005, caso o índice de absorção inicial seja superior a 30 (g/193,55cm²)/min, os blocos devem ser umedecidos antes do seu assentamento, caso contrário, os blocos podem ser assentados sem umedecimento prévio. No entanto, apesar da média dos valores obtidos resultar menor que 30 (g/193,55cm²)/min, as faces dos blocos foram umedecidas antes de seu assentamento, em virtude das condições climáticas no dia da construção dos modelos.

3.2.6 Propriedades mecânicas dos blocos, meio-blocos e blocos especiais de concreto

Para obtenção da resistência à compressão os blocos e os meio-blocos de concreto tiveram suas faces de assentamento regularizadas por uma retífica, ver Figura 3.11, que permitiu o ajuste vertical das unidades. Essa operação foi necessária a fim de se evitar concentrações de tensões devidas aos agregados localizados nas superfícies do topo e da base dos blocos e meio-blocos. Vale comentar que testes anteriores com a utilização de forro de fibra mineral como forma de capeamento foram realizados. No entanto, com esse tipo de

capeamento não foi possível determinar o módulo de elasticidade do bloco, pois não se obteve sucesso nas leituras das deformações pelos transdutores e *clip-gauges*.



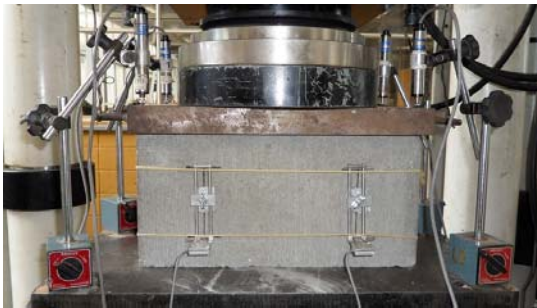
(a) Blocos



(b) Meio-blocos de concreto

Figura 3.11 – Processo de retificação.

A resistência à compressão foi obtida conforme recomendação da ABNT NBR 12118:2007. O carregamento foi aplicado com controle de deslocamentos a uma velocidade de 0,005 mm/s. Foram utilizados quatro *clip-gauges*, de base igual a 100 mm, posicionados simetricamente nas faces dos blocos e meio-blocos, além de quatro transdutores entre as chapas (Figura 3.12), para medir as deformações. Com isso foi possível obter a curva tensão *versus* deformação específica e determinar o módulo de elasticidade secante dos blocos e meio-blocos, medido no trecho entre 5% e 33% da máxima resistência à compressão.



(a) blocos



(b) meio-blocos de concreto

Figura 3.12 – Ensaio de resistência à compressão.

A Figura 3.13a apresenta as curvas tensão *versus* deformação específica dos blocos de concreto, obtidas pela média dos resultados dos transdutores utilizados no ensaio de compressão de cada bloco. Para a obtenção do módulo de elasticidade foram necessários ajustes iniciais nas deformações verticais medidas, devido à acomodação das interfaces entre a chapa e o bloco (Figura 3.13b). As curvas tensão *versus* deformação específica, com as deformações obtidas por meio das medições dos *clip-gauges*, encontram-se na Figura 3.14.

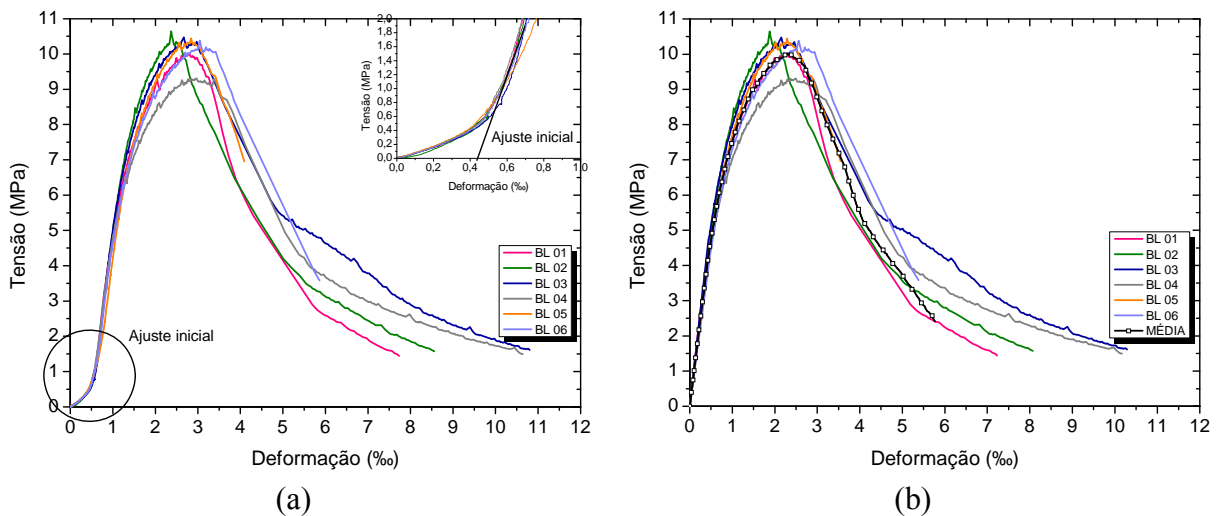


Figura 3.13 – (a) Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos blocos de concreto; (b) curva ajustada (transdutores)

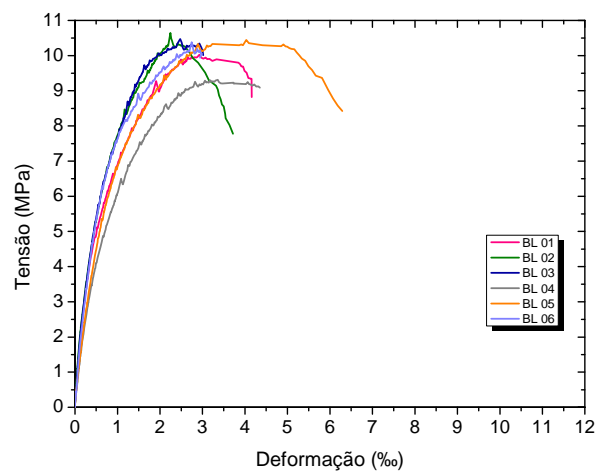


Figura 3.14 – Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos blocos de concreto (*clip-gauges*).

O gráfico da Figura 3.15 apresenta as curvas tensão *versus* deformação específica dos meio-blocos, obtidas pelos transdutores e a Figura 3.16 apresenta as curvas tensão *versus* deformação específica, com as deformações obtidas pelos *clip-gauges*. São apresentados resultados de apenas cinco unidades, pois uma delas foi danificada durante o transporte.

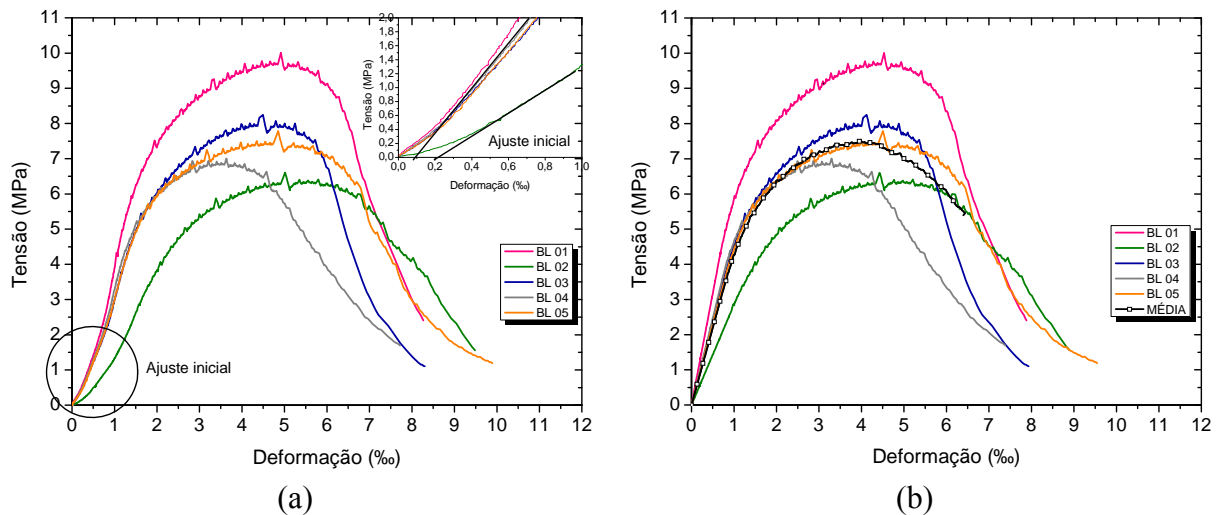


Figura 3.15 – (a) Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos meio-blocos de concreto; (b) curva ajustada (transdutores).

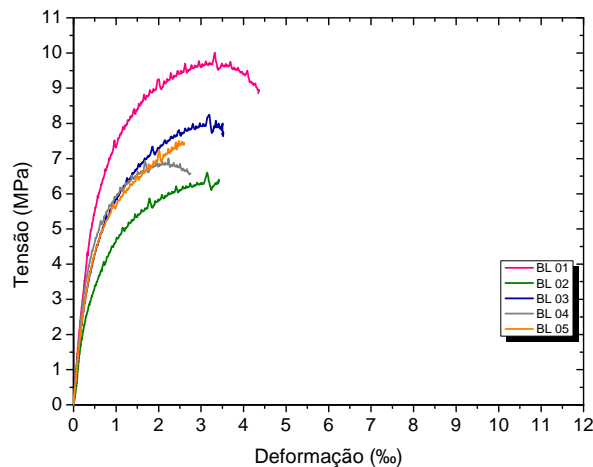


Figura 3.16 – Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos meio-blocos de concreto (*clip-gauges*).

A Tabela 3.11 apresenta os resultados médios e característico da resistência à compressão dos blocos, e o módulo de elasticidade (na área bruta), calculado com os dados dos transdutores e dos *clip-gauges*. A Tabela 3.12 apresenta os resultados médios e característico da resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos meio-blocos de concreto calculado na área bruta. A resistência característica f_{bk} foi obtida conforme o procedimento descrito na ABNT NBR 6136:2007.

Tabela 3.11 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.

Bloco	Força (kN)	Área bruta* (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)	Tensão na A_{liq} (MPa)	E na A_{bruta} (GPa) (transdutor)	E na A_{bruta} (GPa) (clip-gauge)
Média	557,03	54532,8	10,21	18,65	9,92	12,21
DP	28,02	173,10	0,49	0,89	0,76	1,94
CV (%)	5,03	54532,80	4,78	4,78	7,69	15,92
f_{bk} (MPa)	–	–	8,68	15,85	–	–

* A área bruta foi obtida a partir das medições das próprias unidades a serem ensaiadas à compressão.

Tabela 3.12 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meio-blocos de concreto.

Bloco	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)	E na A_{bruta} (GPa) (transdutor)	E na A_{bruta} (GPa) (clip-gauge)
Média	210,56	26581,5	7,93	4,67	12,28
DP	36,22	213,7	1,33	1,24	1,73
CV (%)	17,20	0,80	16,73	26,47	14,08
f_{bk} (MPa)	–	–	6,21	–	–

Cabe lembrar que foram solicitados ao fornecedor blocos com resistência à compressão de 4,0 MPa. No entanto, os ensaios mostraram que a resistência efetiva era o dobro desse valor. Dessa forma, os blocos foram classificados como Classe A, de acordo com a ABNT NBR 6136:2007.

Observa-se que com os resultados dos transdutores foi possível obter o trecho descendente das curvas tanto dos blocos quanto dos meio-blocos, no entanto, houve uma discrepância entre os módulos de elasticidade desses componentes. O módulo de elasticidade dos meio-blocos resultou em um valor 53% inferior ao do bloco e o coeficiente de variação foi relativamente alto. Para verificar se havia valores extremos na amostra de meio-blocos foi realizado o teste estatístico de Grubbs, que resultou na inexistência desses valores, portanto, mantiveram-se os resultados da Tabela 3.12. O desenvolvimento desse teste está descrito no APÊNDICE B.

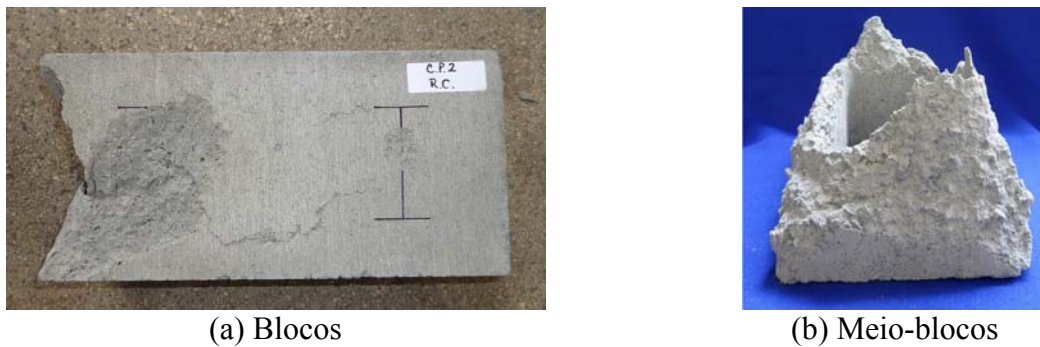
O módulo de elasticidade obtido a partir dos resultados da Figura 3.16 apresentaram valores mais coerentes, sendo o módulo de elasticidade do bloco praticamente o mesmo que o do meio-bloco. No entanto, com a medição dos *clip-gauges* não foi possível obter as deformações do trecho pós-pico, pois após a aplicação da força última houve uma perturbação localizada que afetou os seus resultados.

Ainda observou-se que os módulos de elasticidade obtidos pelos transdutores foram menores que os obtidos pelos *clip-gauges*. Esse comportamento também foi observado por Freitas (2008), quando avaliou várias formas de instrumentação para obtenção do módulo de

elasticidade do bloco. Dentre as formas de instrumentação estudadas, Freitas (2008) adotou os transdutores entre os pratos, devido à possibilidade de obter a curva desde o início até o final do ensaio.

Ainda não há um consenso no meio técnico de qual seja a melhor forma de obtenção das deformações do bloco sob compressão para obtenção do módulo de elasticidade, no entanto, neste trabalho os resultados dos *clip-gauges* se mostraram mais confiáveis, tendo em vista a mínima variação entre o módulo de elasticidade do bloco e do meio-bloco, como era esperado.

A Figura 3.17 apresenta a forma de ruptura dos blocos e meio-blocos de concreto. Segundo Mohamad (2007), esse modo de ruptura é gerado pela restrição de deslocamento produzida pelo atrito entre a chapa e o bloco, ocasionando um estado de tensões multiaxiais.



(a) Blocos (b) Meio-blocos
Figura 3.17 – Modo de ruptura das unidades de concreto.

Para obtenção da resistência à compressão dos blocos especiais o tipo de capeamento utilizado foi um forro de fibra mineral tipo “*soft*”, pois não foi possível a sua retificação. Com esse tipo de capeamento não se conseguiu obter as curvas tensão *versus* deformação específica experimentalmente, assim, o módulo de elasticidade desses blocos não foi determinado. A Tabela 3.13 apresenta os resultados médios e característicos da resistência à compressão dos blocos especiais de concreto e a Figura 3.18 apresenta o modo de ruptura, caracterizado por fissuras verticais no centro do bloco e/ou com formato final tronco-cônico.

Tabela 3.13 – Resistência à compressão dos blocos especiais de concreto.

Bloco	Bloco 140 x 190 x 340 mm			Bloco 140 x 190 x 540 mm		
	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)
Média	425,52	47734,9	8,91	776,95	76613,5	10,14
DP	25,97	78,5	0,53	38,11	312,5	0,48
CV (%)	6,10	0,16	5,94	4,91	0,41	4,77
f_{bk} (MPa)	–	–	7,58	–	–	8,62



(a) 340 mm



(b) 540 mm

Figura 3.18 – Modo de ruptura dos blocos especiais de concreto.

A resistência à tração indireta do bloco inteiro e do bloco especial de amarração de 140 mm x 190 mm x 340 mm foi determinada de acordo com o procedimento da norma americana ASTM C1006–7:2010, pois não existe nenhuma norma brasileira similar.

Os testes preliminares indicaram que ao aplicar o carregamento no centro do bloco ocorria ruptura por esmagamento e não por tração indireta. Acredita-se que isso tenha ocorrido devido à presença de paredes internas na mesma direção do carregamento. Por essa razão, o apoio e a aplicação da força foram deslocados para uma região onde havia apenas paredes ortogonais ao carregamento (Figura 3.19). Os cilindros metálicos utilizados como apoio e para aplicação do carregamento tinham 16,00 cm de comprimento e 2,00 cm de diâmetro. O carregamento foi aplicado com controle de deslocamentos a uma velocidade de 0,001 mm/s. Foi posicionado um transdutor de deslocamentos na região onde estava prevista a formação da fissura na tentativa de obter a energia de fraturamento na tração, no entanto, não foi possível obter a curva força *versus* abertura da fissura devido à ruptura muito frágil do material.



Figura 3.19 – Ensaio de resistência à tração indireta dos blocos de concreto.

O ensaio de tração indireta no bloco de amarração foi realizado com o intuito de, posteriormente, correlacionar resistência à tração desse bloco ao mecanismo resistente das interfaces das paredes em formato H com amarração direta. Dessa forma, o apoio e a

aplicação da força foram posicionados na região equivalente à região da interface das paredes em formato H, ver Figura 3.20.

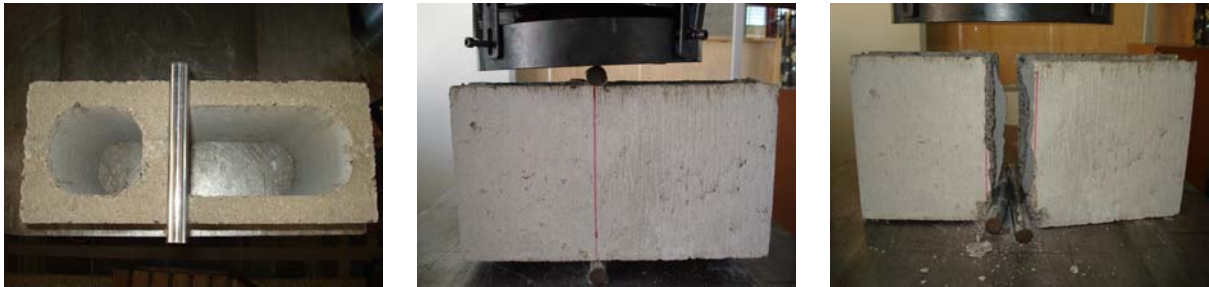


Figura 3.20 – Ensaio de resistência à tração indireta dos blocos de amarração de concreto.

A determinação da tração indireta dos blocos inteiros e dos blocos de amarração de concreto é dada pela Equação 3.2.

$$f_{tb,ind} = \frac{2F}{\pi l h} \quad 3.2$$

Em que:

$f_{tb,ind}$ – resistência à tração indireta do bloco, em MPa;

F – força aplicada, em N;

l – largura do bloco, em mm;

h – altura do bloco, em mm.

A resistência à tração indireta das unidades foi calculada considerando-se a largura líquida (soma das espessuras das paredes ortogonais ao carregamento), e a largura bruta (largura do bloco). Os resultados médios e característicos encontram-se na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Resistência à tração indireta das unidades de concreto.

Bloco	Bloco inteiro			Bloco de amarração (140 mm x 190 mm x 340 mm)		
	$F_{tb,ind}$ (kN)	$f_{tb,ind}$ (MPa) A_{liq}	$f_{tb,ind}$ (MPa) A_{bruta}	$F_{tb,ind}$ (kN)	$f_{tb,ind}$ (MPa) A_{liq}	$f_{tb,ind}$ (MPa) A_{bruta}
Média	15,61	0,91	0,37	23,19	0,96	0,57
DP	1,39	0,08	0,03	4,17	0,18	0,10
CV (%)	8,89	9,17	8,81	17,97	18,40	17,91
$f_{tbk,ind}$ (MPa)	–	0,77	0,31	–	0,73	0,43

A resistência à tração indireta do bloco correspondeu a 5% de sua resistência à compressão (ambas na área líquida). Esse valor está abaixo do que normalmente a literatura propõe. De acordo com Parsekian et al. (2012) a tração indireta do bloco de concreto resulta em uma resistência entre 8% a 16% da sua resistência à compressão. Também foi observada praticamente a mesma resistência à tração, tanto no bloco de amarração quanto no bloco inteiro, indicando uma relação direta com o aumento da largura efetiva de carregamento.

3.2.7 Propriedades mecânicas dos blocos, meio-blocos e blocos especiais cerâmicos

Os blocos e meio-blocos cerâmicos também foram retificados para o ensaio de resistência à compressão, ver Figura 3.21. A instrumentação e o procedimento de ensaio foram similares aos utilizados no ensaio de blocos de concreto (Figura 3.22).



(a) blocos

(b) meio-blocos

Figura 3.21 – Processo de retificação.



(a) blocos

(b) meio-blocos

Figura 3.22 – Ensaio de resistência à compressão.

A Figura 3.23 apresenta as deformações específicas de compressão dos blocos obtidas pelos transdutores, e a Figura 3.24 apresenta as deformações obtidas com os *clip*-

gauges. As curvas obtidas com os transdutores também foram ajustadas para obtenção do módulo de elasticidade.

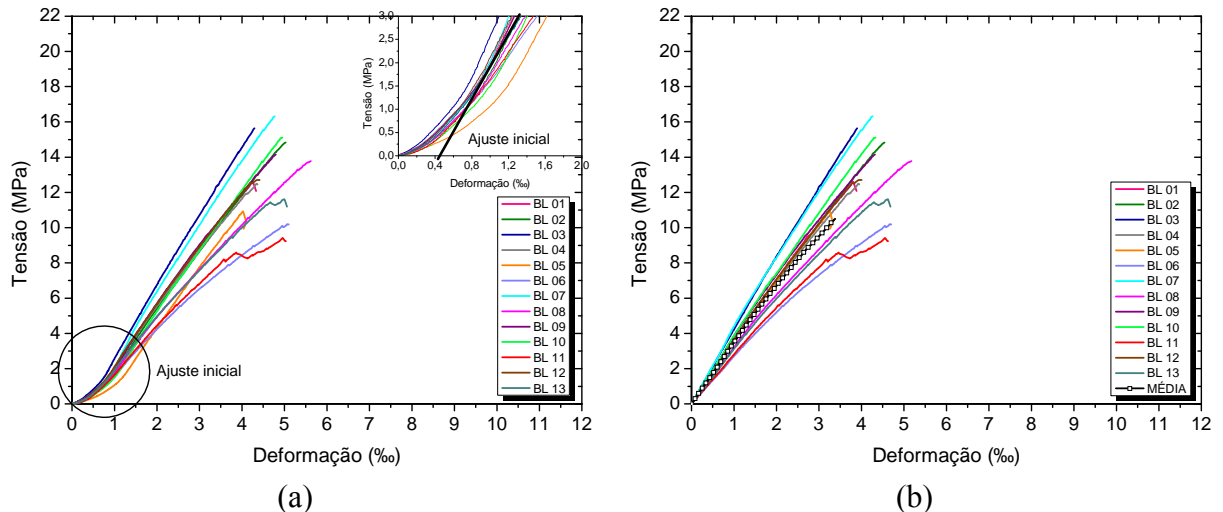


Figura 3.23 – (a) Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos blocos cerâmicos; (b) curva ajustada (transdutores).

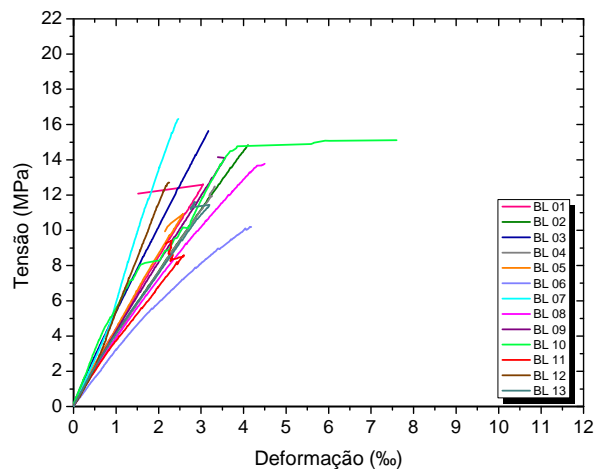


Figura 3.24 – Diagrama tensão *versus* deformação específica axial dos blocos cerâmicos (*clip-gauges*).

A Figura 3.25 apresenta os gráficos referentes à tensão e deformação específica dos meio-blocos obtidos pelos transdutores e a Figura 3.26 apresenta àqueles obtidos com os *clip-gauges*.

Todas as curvas apresentaram certa similaridade e nenhum dos instrumentos utilizados permitiu obter as deformações pós-pico das unidades. Apesar do aspecto das curvas se mostrarem semelhantes, houve diferenças em suas inclinações, dependendo do instrumento utilizado. O módulo de elasticidade obtido com as deformações específicas medidas pelos

clip-gauges superaram o módulo de elasticidade obtido pelos transdutores em mais de 20%, porém não houve diferenças nos módulos dos blocos e meio blocos, quando obtidos pelo mesmo instrumento.

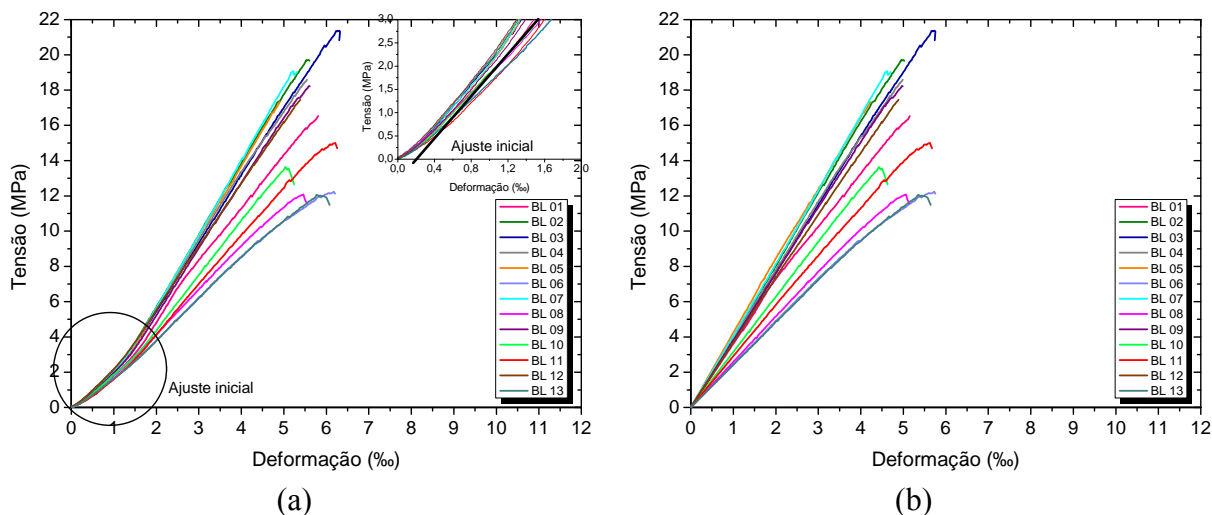


Figura 3.25 – Diagrama tensão *versus* deformação específica axial: (a) meio-blocos cerâmicos; (b) curva ajustada (transdutores).

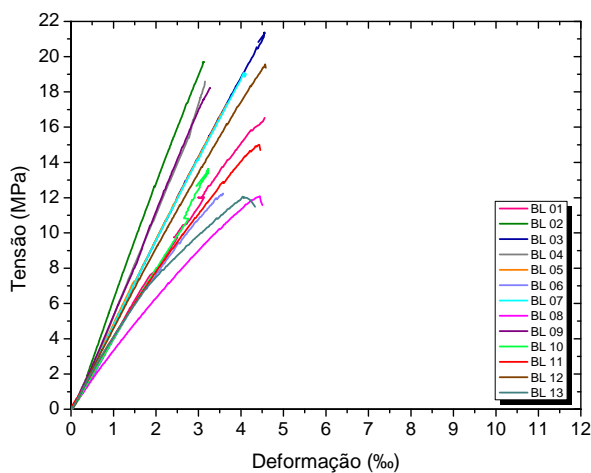


Figura 3.26 – Diagrama tensão *versus* deformação específica axial: meio-blocos cerâmicos (*clip-gauges*).

A Tabela 3.15 apresenta os resultados médios e característicos das resistências à compressão dos blocos cerâmicos, bem como o módulo de elasticidade calculado na área bruta tanto com os dados dos transdutores quanto dos *clip-gauges*. A resistência característica f_{bk} foi obtida conforme o procedimento descrito na ABNT NBR 15270-2:2005.

Tabela 3.15 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos cerâmicos.

Bloco	Força (kN)	Área bruta* (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)	Tensão na A_{liq} (MPa)	E na A_{bruta} (GPa) (transdutor)	E na A_{bruta} (GPa) (clip-gauge)
Média	521,83	39930,1	13,07	33,96	3,55	4,47
DP	84,03	201,2	2,12	5,52	0,49	0,76
CV (%)	16,10	0,50	16,25	16,25	13,93	17,11
f_{bk} (MPa)	–	–	9,44	24,53	–	–

* A área bruta foi obtida a partir das medições das próprias unidades a serem ensaiadas à compressão.

No caso dos blocos cerâmicos, a resistência à compressão efetiva também foi maior que a nominal de 6 MPa, chegando-se ao dobro desse valor. A Figura 3.27 apresenta o modo de ruptura frágil dos blocos e meio-blocos, caracterizado pelo rompimento súbito com estilhaçamento do material, o que impediu a obtenção do trecho do gráfico referente ao amolecimento do material.



(a) blocos



(b) meio-blocos

Figura 3.27 – Modo de ruptura das unidades cerâmicos.

No ensaio de resistência à compressão dos blocos especiais foi utilizado o forro de fibra mineral tipo “soft” como capeamento, pois não foi possível a sua retificação. Com esse tipo de capeamento só foi possível se obter a força de ruptura dos blocos. A Figura 3.28 apresenta o modo de ruptura dos blocos de amarração.



Figura 3.28 – Modo de ruptura dos blocos especiais cerâmicos de 440 mm de comprimento.

A Tabela 3.16 apresenta os resultados médios e característicos das resistências à compressão dos meio-blocos, juntamente com o módulo de elasticidade e resultados de resistência a compressão dos blocos especiais cerâmicos.

Tabela 3.16 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meio-blocos e resistência a compressão dos blocos especiais cerâmicos.

Bloco	Meio-Bloco					Bloco 140 mm x 190 mm x 440 mm		
	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)	E na A_{bruta} (GPa) (transdutor)	E na A_{bruta} (GPa) (<i>clip-gauge</i>)	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A_{bruta} (MPa)
Média	317,42	19150,7	16,59	3,42	4,67	756,48	60606,2	12,48
DP	60,87	208,7	3,25	0,65	0,81	60,76	235,2	1,03
CV (%)	19,17	1,09	19,58	18,86	17,41	8,03	0,39	8,26
f_{bk} (MPa)	–	–	11,93	–	–	–	–	10,82

A resistência à tração indireta do bloco foi determinada de acordo com a norma americana ASTM C1006-7 (2010), sendo que a região de aplicação da força e do apoio também foi deslocada do centro do bloco. Além disso, o cilindro de apoio foi substituído por um prisma metálico de 2,00 cm de lado e 16,00 cm de comprimento, pois o cilindro provocou esmagamento do bloco ao invés de cisalhá-lo, mesmo em regiões onde havia apenas paredes ortogonais ao carregamento (Figura 3.29).



Detalhe da região de ruptura por esmagamento

Figura 3.29 – Primeira tentativa de apoio para o ensaio de resistência à tração indireta dos blocos cerâmicos.

A configuração final do ensaio e o modo de ruptura do bloco estão representados na Figura 3.30. Nesse ensaio também foram posicionados transdutores de deslocamentos na região de formação da fissura prevista, mas não foi possível se obter a curva força *versus* abertura da fissura em virtude da ruptura brusca do material. A Tabela 3.17 apresenta os resultados médios e característicos da força última e de resistência à tração indireta dos blocos cerâmicos, calculadas com a largura bruta (largura do bloco) e largura líquida (soma das espessuras das paredes ortogonais ao carregamento).

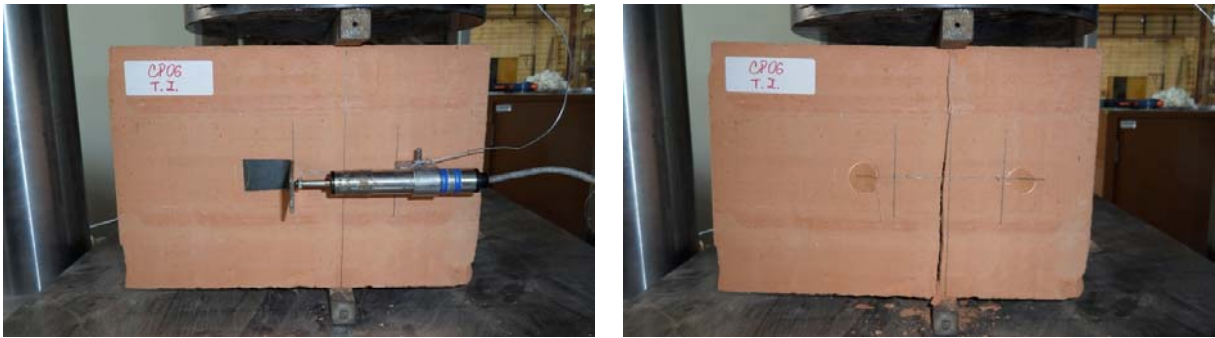


Figura 3.30 – Ensaio de resistência à tração indireta dos blocos cerâmicos.

A resistência à tração do bloco cerâmico correspondeu a 6% da sua resistência à compressão (na área líquida).

Tabela 3.17 – Resultados da resistência à tração indireta dos blocos cerâmicos.

Bloco	$F_{tb,ind}$ (kN)	$f_{tb,ind}$ (MPa)	
		A_{liq}	A_{bruta}
Média	22,07	1,94	0,53
DP	4,60	0,41	0,11
CV (%)	20,84	21,36	20,75
$f_{tb,ind}$ (MPa)	–	1,40	0,40

3.3 Caracterização física e mecânica das argamassas

3.3.1 Preâmbulo

A especificação dos dois traços de argamassas em volume empregados nos ensaios de caracterização foi definida pelas recomendações da BS 5628:2005: traço 1:0,5:4,5 e 1:1:6, correspondente à proporção em cimento, cal e areia. Isso se justifica pela ausência de uma norma brasileira que parametrize a composição da argamassa para assentamento de unidades de alvenaria estrutural. Além disso, esses traços são os mais comuns dentre as pesquisas brasileiras. Esses traços de argamassa foram identificadas como A1 (traço 1:0,5:4,5) e A2 (traço 1:1:6). Os ensaios a seguir descrevem os requisitos físicos e mecânicos especificados por algumas normas nacionais e internacionais para as argamassas de assentamento de alvenarias estruturais e seus componentes.

3.3.2 Propriedades da areia, da cal e do cimento

As argamassas empregadas neste trabalho foram confeccionadas utilizando-se os seguintes materiais como aglomerantes: cimento Portland composto com pozolana de classe 32 - CII Z e cal hidratada CH III, ambos da marca Itaú.

A massa unitária do material no estado solto é uma propriedade importante para a transformação dos traços em volume para massa, e a massa específica permite obter o consumo dos materiais. Os ensaios de massa específica e massa unitária da areia, cimento e cal foram realizados no Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento – LMABC. A massa unitária do cimento, da cal e da areia foi determinada de acordo com o procedimento adotado no LMABC, que está baseado na ABNT NBR NM 45:2006, ver Figura 3.31a. A massa específica do cimento e da cal foi obtida por meio do procedimento definido na ABNT NBR NM 23:2001, ver Figura 3.31b, e a determinação da massa específica da areia foi realizada de acordo com a ABNT NBR NM 52:2009.



(a)



(b)

Figura 3.31 –Ensaio: (a) massa unitária da cal; (b) massa específica do cimento.

A composição granulométrica é um ensaio muito importante, pois pode influenciar as propriedades da argamassa, tais como a consistência, a coesão, a retenção de água, a porosidade, a permeabilidade e a densidade. Para caracterização da areia utilizaram-se os procedimentos da ABNT NBR NM 248:2003 e da ABNT NBR 7211:1983, que tratam dos agregados para concreto, no entanto, costuma-se utilizá-la também para caracterizar a composição granulométrica da areia para uso em assentamento de alvenarias. A ABNT NBR 7211:1983 fixa que as areias devem estar dentro de faixas granulométricas especificadas em função dos tamanhos dos grãos de agregados. A Figura 3.32 apresenta a curva granulométrica da areia utilizada neste trabalho. A areia encontra-se dentro da zona 1, ou seja, caracterizada com grãos de tamanho muito finos.

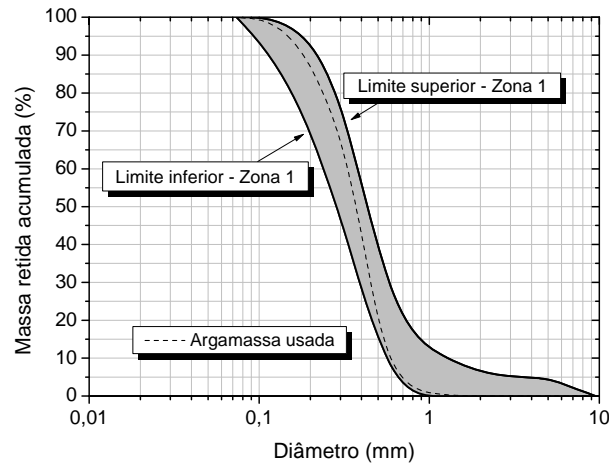


Figura 3.32 – Curva granulométrica da areia.

A dimensão máxima do agregado miúdo correspondente à abertura de malha na qual a porcentagem retida acumulada é igual ou imediatamente inferior a 5% em massa, e o módulo de finura da areia é definido como a soma das porcentagens retidas acumuladas em massa de um agregado, nas peneiras da série normal, dividida por 100. Essas duas grandezas estão apresentadas na Tabela 3.18, juntamente com as demais características dos componentes da argamassa obtidas nos ensaios.

Tabela 3.18 – Resultados da caracterização dos componentes da argamassa.

Propriedade	Cimento	Cal	Areia
Massa unitária (kg/m ³)	1171,00	765,00	1665,00
Massa específica (kg/m ³)	3070,00	2450,00	2611,00
Dimensão máxima (mm)	–	–	0,60
Módulo de finura	–	–	1,74

Para garantir a qualidade e manter as características das argamassas semelhantes em diferentes betonadas, uma vez determinada as massas unitárias do cimento, cal e areia, os traços em volume foram convertidos para proporções em massa. Esses valores estão apresentados no item seguinte.

3.3.3 Propriedades da argamassa

As argamassas foram caracterizadas no estado fresco de acordo com sua consistência. As consistências das argamassas foram determinadas por meio do ensaio na mesa de consistência, conforme procedimento descrito na ABNT NBR 7215:1997. Neste trabalho, para a execução dos modelos, os valores da consistência da argamassa foram definidos de forma a se manter constante a espessura da junta horizontal de 10 mm, o que resultou em fatores água/cimento variáveis. Além disso, para manter as características de

trabalhabilidade das argamassas, permitiu-se, no máximo duas vezes, o ajuste de consistência mediante a adição de água, observando-se, entretanto, o limite de duas horas e meia de uso após a mistura, conforme ABNT NBR 15961-2:2011.

A Tabela 3.19 apresenta os traços em volume e em massa utilizados neste trabalho, juntamente com os valores médios de índice de consistência e fator água/cimento.

No preparo da argamassa utilizou-se um misturador mecânico com eixo vertical, conforme recomenda a ABNT NBR 15812-2:2010. A Figura 3.33 apresenta a confecção da argamassa e o ensaio do índice de consistência.

Tabela 3.19 – Características das argamassas utilizadas.

Denominação	Traço em volume (cimento:cal:areia)	Traço em massa (cimento:cal:areia)	Índice de consistência (mm)	Fator água/cimento
A1	1 : 0,5 : 4,5	1 : 0,33 : 6,38	250 mm	1,17
A2	1 : 1 : 6	1 : 0,66 : 8,17	262 mm	1,60



(a)



(b)

Figura 3.33 – (a) Confeção da argamassa; (b) ensaio de índice de consistência.

A caracterização das argamassas no estado endurecido foi realizada por meio do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Para esses ensaios, a ABNT NBR 15961-2:2011 recomenda a utilização de cubos de argamassa como corpos de prova, porém o laboratório de estruturas não dispunha de moldes cúbicos, sendo, portanto, utilizados moldes cilíndricos. Foram confeccionados 48 corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura com a mesma argamassa empregada na construção dos prismas e pequenas paredes. Para cada tipo de argamassa e para cada material de bloco foram moldados 12 corpos de prova, os quais tiveram a argamassa distribuída em três camadas com aplicação de 25 golpes por camada para adensamento.

Os ensaios de resistência à compressão da argamassa seguiram a idade dos ensaios das peças de alvenaria correspondentes, que foi sempre a partir dos 28 dias. Os corpos de prova tiveram suas superfícies retificadas e foram mantidos em câmara úmida até a data do ensaio.

O ensaio de resistência à compressão foi realizado na máquina servo-hidráulica universal marca Instron, modelo 8506 e capacidade de 1500 kN, com controle de deslocamento, para se obter a curva tensão *versus* deformação específica. Dois *clip-gauges* de curso 50 mm foram posicionados no centro dos corpos de prova para medição das deformações, conforme mostra a Figura 3.34, e o carregamento foi aplicado a uma velocidade de 0,01 mm/s.



Figura 3.34 – Esquema de ensaio de resistência a compressão da argamassa.

Com a curva tensão *versus* deformação específica obtida no ensaio, determinou-se também o módulo de elasticidade secante das argamassas, medido no trecho entre 5% e 33% da máxima resistência à compressão da argamassa, de acordo com a norma americana ASTM C469:2012. As Figuras 3.35 e 3.36 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação específica das argamassas utilizadas com blocos de concreto e com blocos cerâmicos, respectivamente. A Tabela 3.20 apresenta o resumo dos valores médios e característicos de resistência à compressão e módulo de elasticidade para todas as séries. Os resultados individuais estão apresentados no APÊNDICE A.

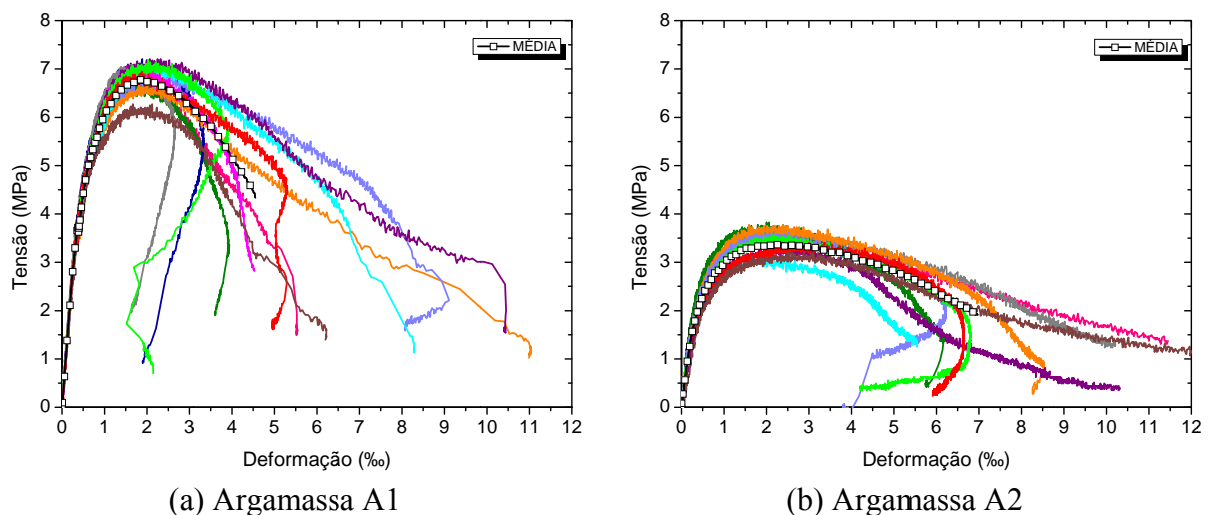


Figura 3.35 – Curva tensão *versus* deformação específica das argamassas utilizadas com blocos de concreto.

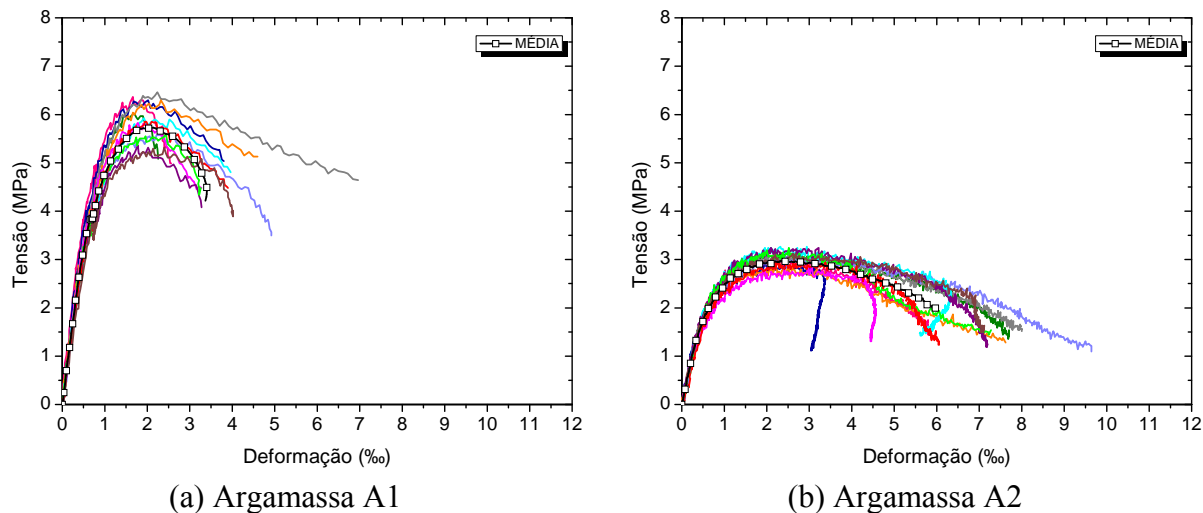


Figura 3.36 – Curva tensão *versus* deformação específica das argamassas utilizadas com blocos cerâmicos.

Tabela 3.20 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das argamassas.

	Concreto				Cerâmico			
	Argamassa 1		Argamassa 2		Argamassa 1		Argamassa 2	
	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)
Média	6,93	11,39	3,52	6,80	5,91	7,06	3,08	4,36
DP	0,28	0,75	0,24	1,49	0,39	0,69	0,15	0,34
CV (%)	4,01	6,60	6,69	21,97	6,64	9,84	4,73	7,89
f_{ak} (MPa)	5,89	–	2,99	–	5,02	–	2,62	–

Adicionalmente foram realizados ensaios acústicos não destrutivos pelo método de excitação por impulso para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico da argamassa. Além dos traços já utilizados neste trabalho, para essa análise foram acrescentados dois traços: traço 1:2:9 (cimento:cal:areia) e traço 1:3 (cimento:areia). Em função da disponibilidade do laboratório para realização do ensaio estático, todos os corpos de prova foram ensaiados aos 90 dias.

O princípio dos métodos dinâmicos consiste em calcular os módulos elásticos a partir das frequências naturais de vibração do corpo de prova e de seus parâmetros geométricos. Essas frequências, em conjunto com as dimensões e massa, têm uma relação similar com os módulos elásticos. Os métodos dinâmicos têm a vantagem de empregar pequenas amostras, serem rápidos e não-destrutivos, o que possibilita o controle das propriedades do material e sua variação ao longo do tempo, além da aplicação de pequenas intensidades de força (COSSOLINO e PEREIRA, 2010).

Em corpos de prova cilíndricos são dois os modos de vibração obtidos: longitudinal e flexional, que, por sua vez, permitem o cálculo do módulo de elasticidade.

A metodologia do ensaio pode ser separada em duas partes: a primeira consiste na excitação, detecção e obtenção das frequências de ressonância, e a segunda, no emprego de relações matemáticas e dos procedimentos computacionais para obtenção dos módulos elásticos a partir das frequências de ressonância.

No método de excitação por impulso o corpo de prova tem um impacto de curta duração, e responde com vibrações em suas frequências naturais de vibração de acordo com as condições de contorno impostas.

A Figura 3.37 mostra um esquema básico do posicionamento da amostra para medida das frequências de ressonância flexional e longitudinal. Para a realização da caracterização o corpo de prova foi posicionado e apoiado por meio de um suporte adequado à sua geometria e às condições de contorno previamente estabelecidas.

Após devidamente posicionado, o corpo de prova foi excitado por meio de um leve impacto mecânico utilizando-se um martelo de cabo emborrachado e uma esfera de metal na extremidade, projetado especificamente para corpos de prova cilíndricos 5 cm x 10 cm.

Um microfone foi utilizado para capturar o som transmitido através da superfície do corpo de prova e ligado à placa de som do computador. A resposta acústica foi captada e processada com o auxílio do programa computacional Sonelastic, desenvolvido pela ATCP Engenharia Física, que permitiu o ajuste das propriedades adquiridas e calculou os módulos de elasticidade flexional e longitudinal.

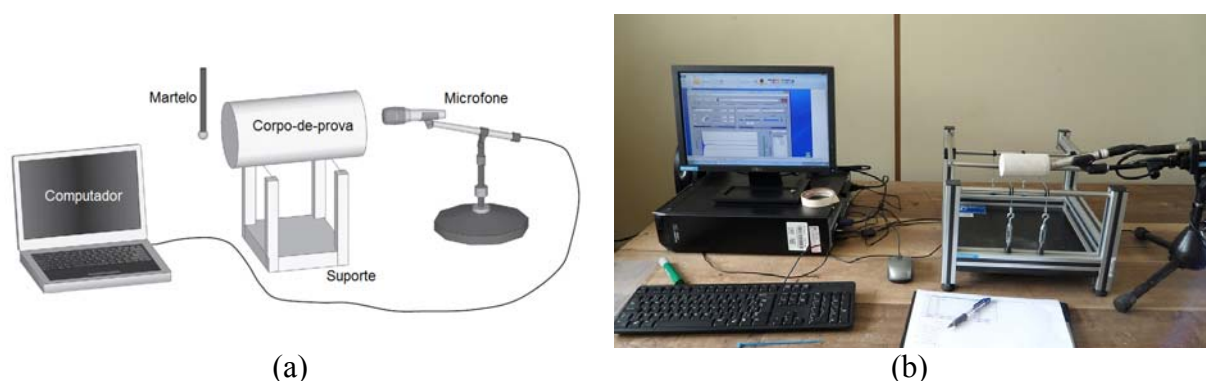


Figura 3.37 – (a) Representação esquemática do ensaio dinâmico; (b) execução do ensaio.

Com a aplicação do impacto ligeiramente excêntrico no corpo de prova foi possível identificar os picos de ambas as primeiras frequências longitudinais e de flexão no mesmo ensaio, como mostrado na Figura 3.38.

O coeficiente de Poisson considerado nos ensaios dinâmicos foi de 0,20, com o qual se obteve os resultados apresentados na Tabela 3.21.

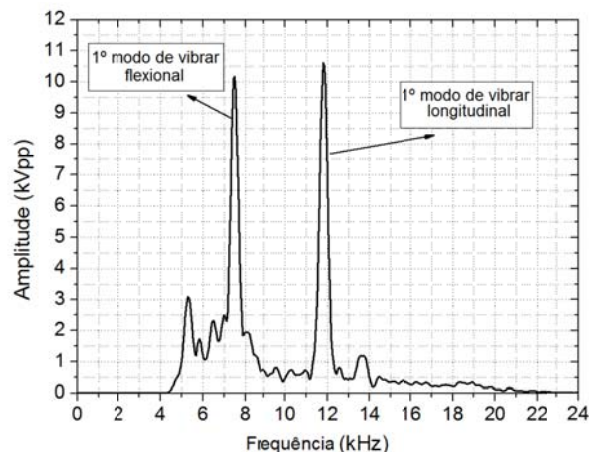


Figura 3.38 – Espectro gerado com testes acústicos (traço 1:1:6).

Tabela 3.21 – Módulo de elasticidade estático e dinâmico das argamassas.

TRAÇOS:	1:3			1:0,5:4,5			1:1:6			1:2:9		
	$E_{estático}$	E_{flex}	E_{long}	$E_{estático}$	E_{flex}	E_{long}	$E_{estático}$	E_{flex}	E_{long}	$E_{estático}$	E_{flex}	E_{long}
Média (GPa)	18,93	26,16	24,73	12,11	17,36	16,52	7,82	11,56	10,75	5,08	7,40	7,21
DP (GPa)	1,54	1,23	1,21	0,72	0,39	0,38	0,60	0,35	0,39	0,33	0,37	0,28
CV (%)	8,16	4,69	4,89	5,95	2,27	2,31	7,69	3,00	3,61	6,46	5,01	3,82

Observa-se que o coeficiente de variação do módulo dinâmico é significativamente menor que o coeficiente de variação do módulo estático. Isso se deve ao fato dos ensaios acústicos e procedimento de análises desses testes serem menos suscetíveis a erros. Embora se tenha cuidado para minimizar os erros nos ensaios estáticos, estes ocorrem em decorrência do desalinhamento dos corpos de prova com o centro da máquina de carregamento, o desalinhamento dos transdutores com o eixo longitudinal e irregularidades nas faces superior e inferior dos corpos de prova que provocam a concentração de tensões.

Além disso, o módulo dinâmico foi consideravelmente maior que o módulo estático. O aumento médio esteve entre 38,2% e 47,8% para o módulo de elasticidade dinâmico flexional E_{flex} e entre 30,6% e 41,9% para o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal E_{long} . Esses resultados estão de acordo com os resultados de Mehta e Monteiro (2006), que apresentaram um aumento de 20%, 30% e 40% no módulo de elasticidade dinâmico do concreto de baixa, média e alta resistência, em comparação com o módulo estático. Essa diferença ocorre porque o módulo de elasticidade dinâmico corresponde a um incremento de

deformação instantâneo muito pequeno no início da curva tensão *versus* deformação específica. Ao contrário, o módulo de elasticidade estático é calculado em uma porção pré-definida da curva (entre 5% e 33% da resistência à compressão de argamassa) em que certo grau de não-linearidade já está presente.

Com base na análise de regressão foi encontrada uma correspondência linear entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico, como mostrado na Figura 3.39.

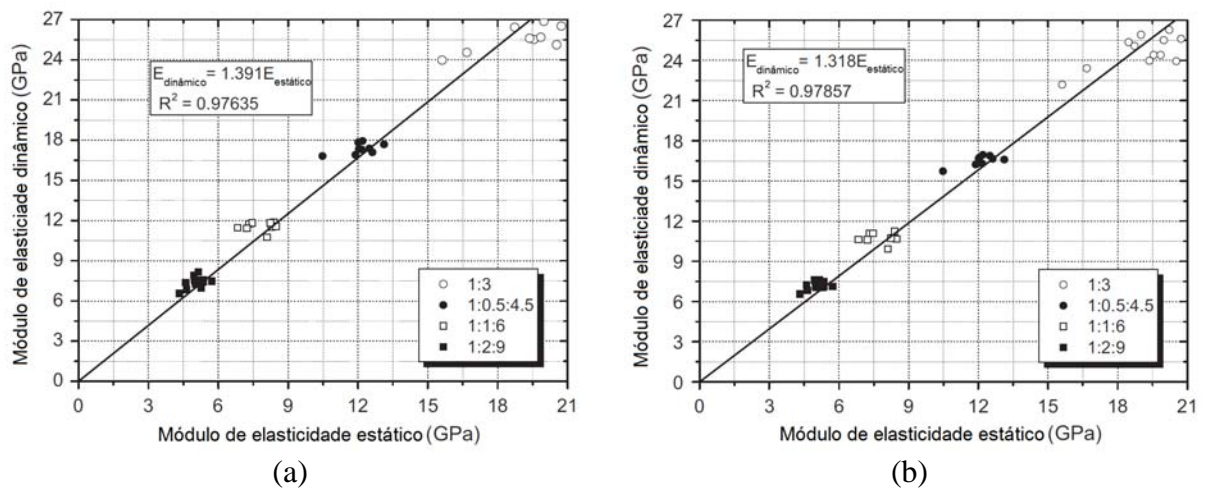


Figura 3.39 – Correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico para argamassas ensaiadas: (a) 1º modo de flexão; (b) 1º modo longitudinal.

Uma correlação muito boa entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico foi obtida por meio da análise de regressão linear ($R^2 = 0,976$), indicando que o módulo de elasticidade dinâmico pode ser utilizado para se estimar o módulo de elasticidade estático, se a função linear é previamente conhecida.

Além disso, foi possível concluir que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão estão relacionados por meio de uma função exponencial. As Equações 3.3, 3.4 e 3.5 fornecem os resultados da regressão exponencial a partir dos dados experimentais.

$$E_{flex} = 4,05(f_a)^{2/3} \quad 3.3$$

$$E_{long} = 3,76(f_a)^{2/3} \quad 3.4$$

$$E_{estático} = 2,83(f_a)^{2/3} \quad 3.5$$

Em que:

f_a – resistência à compressão média da argamassa;

E_{flex} – módulo de elasticidade dinâmico de flexão;

E_{long} – módulo de elasticidade dinâmico longitudinal;

$E_{estático}$ – módulo de elasticidade estático.

Os métodos dinâmicos, que são não-destrutivos, apresentam resultados mais precisos do que aqueles alcançados pelos métodos estáticos, além de permitirem a investigação repetitiva do material e rapidez na aquisição. Outras correlações também podem ser encontradas em Haach et al. (2013).

3.4 Caracterização da alvenaria

3.4.1 Execução dos prismas e pequenas paredes

Nessa etapa do programa experimental foram construídos prismas de três blocos inteiros com duas juntas horizontais de argamassa, prismas de três meio-blocos com duas juntas verticais de argamassa, prismas de quatro blocos inteiros com três juntas horizontais de argamassa e pequenas paredes de cinco fiadas, ambos com dois diferentes traços (A1 e A2) e utilizando-se blocos cerâmicos e de concreto. Os corpos de prova foram moldados por um único pedreiro, com experiência na execução desse tipo de alvenaria. Os ensaios realizados e a quantidade de corpos de prova utilizada para cada ensaio estão apresentados na Tabela 3.22

Tabela 3.22 – Ensaios realizados e quantidade de corpos de prova.

Tipo de corpo de prova	Ensaio realizado	Tipo de argamassa	Número de corpo de prova da amostra	
			Concreto	Cerâmico
Prisma de três blocos	Resistência à compressão e Módulo de elasticidade	A1	12	12
		A2	12	12
	Cisalhamento direto da junta horizontal	A1	9	9
		A2	9	9
Prisma de três meio blocos	Cisalhamento direto da junta vertical	A2	9	9
Prisma de quatro blocos	Aderência	A1	4	4
		A2	4	4
Pequenas paredes	Resistência à compressão e Módulo de elasticidade	A1	6	6
		A2	6	6

Todos os prismas e pequenas paredes foram moldados sobre bases de madeira, projetadas e construídas especificamente para tal finalidade. Uma faixa de forro de fibra

mineral foi posicionada sobre a base antes do assentamento do primeiro bloco. Esse forro foi utilizado como capeamento para regularizar as superfícies e evitar ruptura localizada e concentrações de tensões que pudessem causar fissuras prematuras na base ou no topo do bloco, ocasionando uma ruptura precoce dos corpos de prova. Esse tipo de capeamento já foi amplamente utilizado com sucesso em outros trabalhos desenvolvidos pelo Departamento de Estruturas da EESC-USP. Todos os prismas e pequenas paredes foram assentados com argamassamento parcial, e no decorrer da execução dos prismas sempre foi verificado o nível, o prumo e a espessura das juntas dos corpos de prova (ver Figura 3.40 a Figura 3.43).



(a) Detalhe do argamassamento parcial



(b) Verificação do nível e do prumo

Figura 3.40 – Construção dos prismas e pequenas paredes de concreto.



(a) Prisma de 3 blocos e pequena parede



(b) Prisma de 4 blocos

Figura 3.41 – Construção dos prismas e pequenas paredes de concreto.



(a) Detalhe do argamassamento parcial



(b) Verificação do nível e do prumo

Figura 3.42 – Construção dos prismas e pequenas paredes cerâmicos.

Em virtude das condições climáticas, no instante da confecção dos prismas e pequenas paredes, os blocos tiveram suas faces de assentamento umedecidas.

Os prismas e pequenas paredes não foram movidos do local de construção, pelo menos durante os sete dias seguintes, e o processo de cura se deu dentro do ambiente do laboratório até o instante do ensaio. A idade prevista para realização dos ensaios dos prismas e das pequenas paredes foi de 28 dias. Porém, devido à programação do laboratório, isso não foi possível e as séries foram ensaiadas com 35 dias, em média.



(a) Prisma de 3 blocos e pequena parede



(b) Prisma de 4 blocos

Figura 3.43 – Construção dos prismas e pequenas paredes cerâmicos.

3.4.2 Ensaio de compressão simples e módulo de elasticidade

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão dos prismas f_p e das pequenas paredes f_{par} seguiram as recomendações da ABNT NBR 15961-2:2011 e da ABNT NBR 15812-2:2010. Optou-se por prismas de três blocos pelo fato de eles reduzirem os efeitos gerados pelo confinamento dos pratos da máquina de ensaio nos blocos das extremidades. Além disso, prismas de três blocos são mais representativos do modo de ruptura da alvenaria, sendo o bloco do meio geralmente livre dos efeitos de confinamento.

Do ensaio de compressão foram também determinados os módulos de elasticidade dos prismas E_p e das paredes E_{par} , calculados no intervalo correspondente à curva secante entre 5% e 33% da tensão de ruptura de cada corpo de prova. Na instrumentação dos corpos de prova foram utilizados quatro transdutores de deslocamento, dois em cada face, posicionados verticalmente, conforme ilustra a Figura 3.44 e Figura 3.45. O ensaio foi executado na máquina servo-hidráulica universal marca Instron e a leitura dos dados foi realizada com o sistema de aquisição System 5000. Todos os ensaios foram realizados com controle de deslocamentos. Os prismas e as pequenas paredes foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão com aplicação do carregamento a uma velocidade de 0,02 mm/s e 0,01 mm/s, respectivamente. Antes do início do ensaio foi realizado um escorvamento em dois ciclos, com aplicação de aproximadamente 10% da carga de ruptura prevista.



(a) Prismas de blocos de concreto



(b) Pequenas paredes de blocos de concreto

Figura 3.44 – Ensaio da resistência à compressão.



(a) Prismas de blocos cerâmicos



(b) Pequenas paredes de blocos cerâmicos

Figura 3.45 – Ensaio da resistência à compressão.

O módulo de elasticidade e resistência à compressão média e característica dos prismas de três blocos e das pequenas paredes de ambos os materiais estão apresentados na Tabela 3.23 e Tabela 3.24, respectivamente. Na Tabela 3.23 também é apresentada a deformação específica plástica do prisma (deformação de pico), que é uma propriedade utilizada no modelo numérico. Todas as propriedades dos prismas e pequenas paredes foram calculadas na área bruta e os resultados individuais dos ensaios estão apresentados no APÊNDICE A.

Tabela 3.23 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas.

	Concreto						Cerâmico					
	Argamassa 1			Argamassa 2			Argamassa 1			Argamassa 2		
	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)
Média	5,31	9,21	2,07	5,16	8,17	2,21	2,99	3,32	0,88	3,04	3,15	1,00
DP	0,51	0,36	0,58	0,71	0,66	0,66	0,39	0,27	0,15	0,39	0,24	0,20
CV (%)	9,65	3,89	28,05	13,75	8,11	29,77	13,14	8,25	16,59	12,75	7,52	19,82
f_{pk} (MPa)	4,44	–	–	3,82	–	–	2,41	–	–	2,59	–	–

Tabela 3.24 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das pequenas paredes.

	Concreto				Cerâmico			
	Argamassa 1		Argamassa 2		Argamassa 1		Argamassa 2	
	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)
Média	5,45	9,45	4,88	8,50	3,22	3,21	2,90	3,08
DP	0,30	0,53	0,39	0,87	0,28	0,54	0,20	0,24
CV (%)	5,50	5,58	7,90	10,23	8,61	16,82	6,76	7,75
f_{pk} (MPa)	4,63	–	4,13	–	2,79	–	2,61	–

A diferença percentual entre a resistência à compressão média dos prismas de concreto com argamassa A1 e com argamassa A2 foi de 3%, e de 2% para prismas cerâmicos. Já para a resistência à compressão das pequenas paredes, tanto de blocos de concreto quanto de blocos cerâmicos, essa diferença foi de aproximadamente 10%.

O fator de eficiência f_p/f_b para as séries de blocos de concreto com argamassa A1 e argamassa A2 foi, respectivamente, 0,52 e 0,51, e o fator de eficiência f_p/f_b para as duas séries de blocos cerâmicos foi 0,23.

Verificou-se que existe um aumento na deformação específica de compressão inicial dos prismas e das pequenas paredes, em função da diminuição da resistência da argamassa, o que resultou em módulos de elasticidade dos prismas e das pequenas paredes com argamassa A1 sempre superiores aos dos prismas com argamassa A2.

A Figura 3.46 e Figura 3.47 apresentam, respectivamente, os diagramas tensão *versus* deformação específica dos prismas de três blocos de concreto e cerâmicos. A Figura 3.48 e Figura 3.49 apresentam, respectivamente, as curvas tensão *versus* deformação específica das pequenas paredes construídas com blocos de concreto e com blocos cerâmicos.

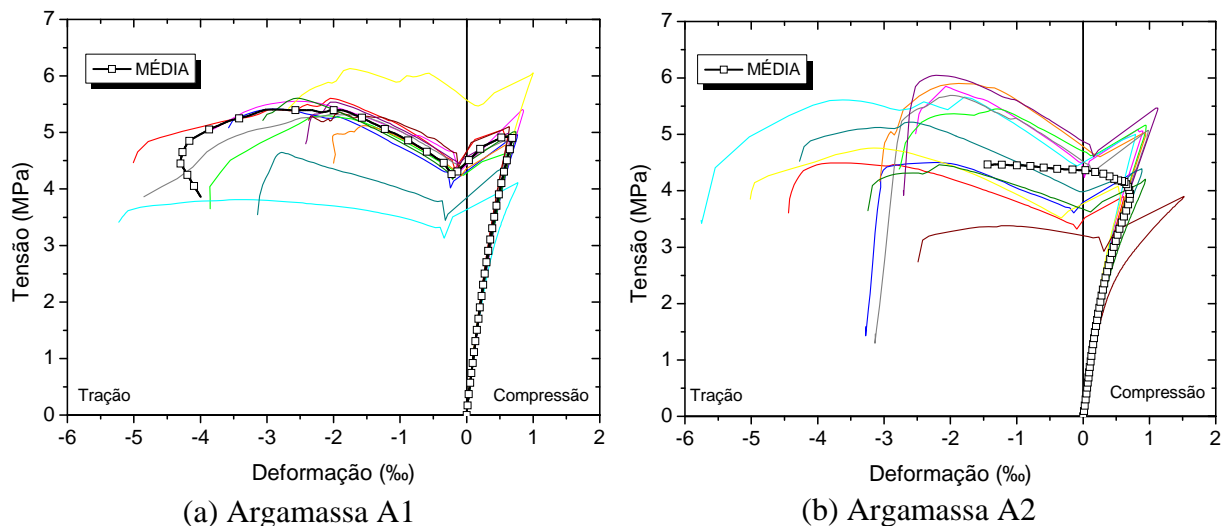


Figura 3.46 – Curva tensão *versus* deformação específica dos prismas de blocos de concreto.

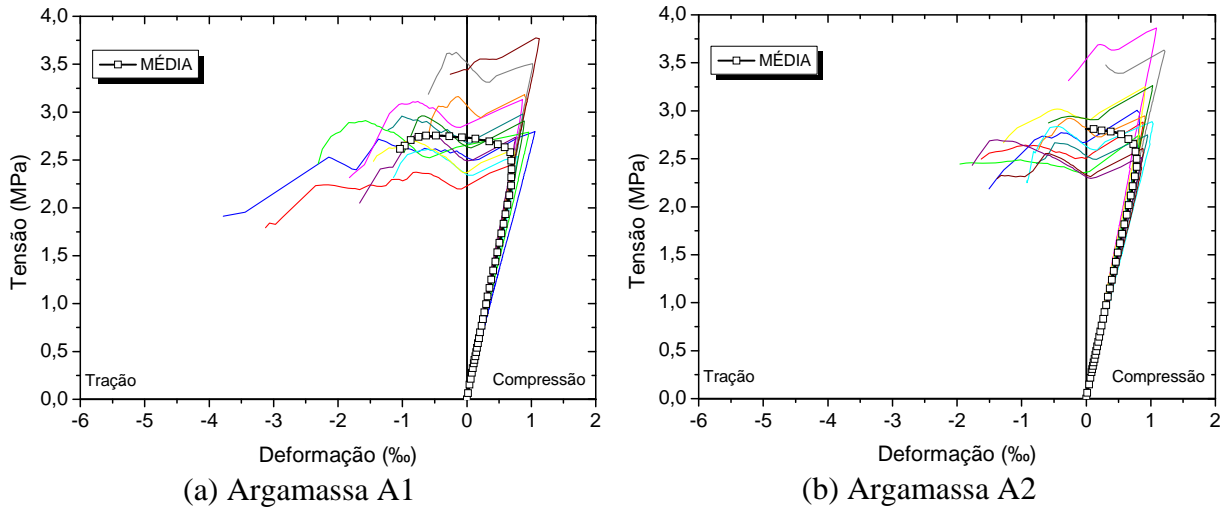


Figura 3.47 – Curva tensão *versus* deformação específica dos prismas de blocos cerâmicos.

A representação gráfica das figuras anteriores permite perceber que nos estados iniciais de carregamento há uma compressão evidente, porém, com o incremento das solicitações as curvas mudam de sentido, correspondendo às tensões de tração que surgem nos corpos de prova devido o tipo de argamassamento.

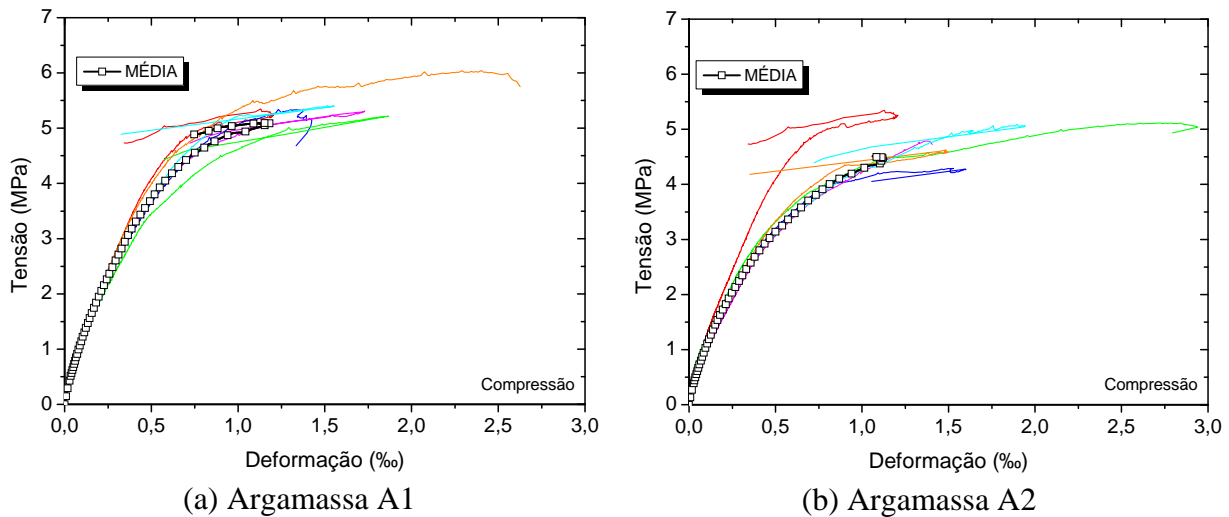


Figura 3.48 – Curva tensão *versus* deformação específica das pequenas paredes de blocos de concreto.

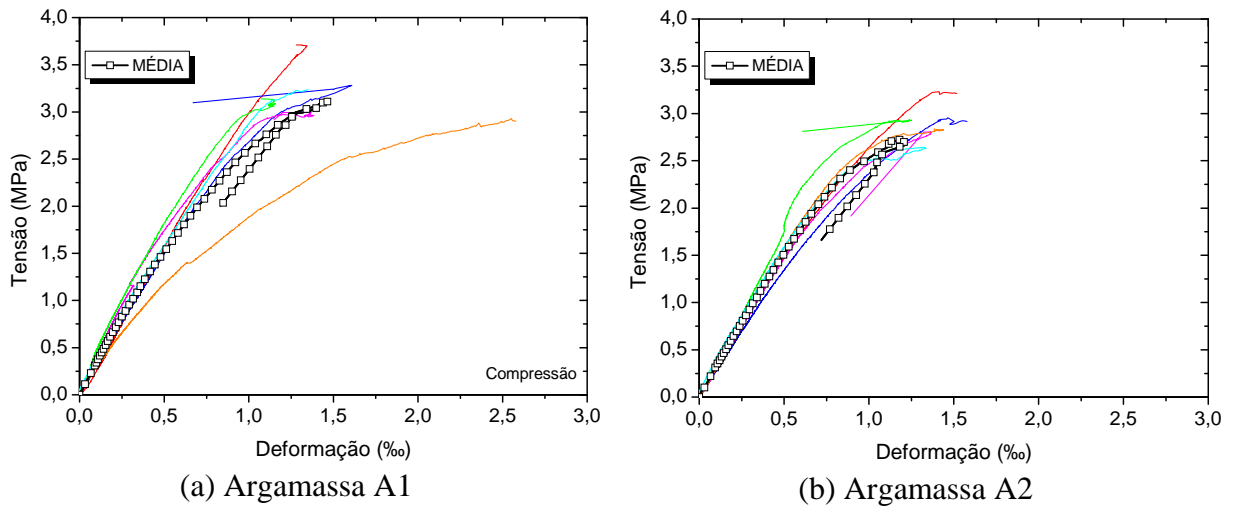


Figura 3.49 – Curva tensão *versus* deformação específica das pequenas paredes de blocos cerâmicos.

A Figura 3.50 e a Figura 3.51 ilustram o modo de ruptura dos prismas e das pequenas paredes de blocos de concreto e blocos cerâmicos, respectivamente. Todos os prismas e as pequenas paredes apresentaram fissuras verticais bem acentuadas ao longo de suas faces laterais, ocorrendo uma divisão das unidades através dos septos, comportamento típico de alvenaria com argamassamento parcial sujeita à compressão. Essas fissuras surgiram no topo da parede em um estágio de carregamento bem próximo ao da força de ruptura e se estendiam rapidamente por toda a face lateral, culminando em uma ruptura brusca. Em muitos casos houve completa desintegração do corpo de prova levando à ruína total das paredes e dos prismas.



(a) Prismas de blocos de concreto

(b) Pequenas paredes de blocos de concreto

Figura 3.50 – Modo de ruptura.



(a) Prismas de blocos cerâmicos

(b) Pequenas paredes de blocos cerâmicos

Figura 3.51 – Modo de ruptura.

Devido à representação gráfica das curvas tensão *versus* deformação específica, não foi possível obter a energia de fraturamento na compressão da alvenaria, que é definida como a integral do trecho de amolecimento da curva.

3.4.3 Ensaio de tração na flexão

O ensaio de tração na flexão para obtenção da resistência de aderência da alvenaria foi realizado em prismas de quatro blocos e três juntas de argamassa, por meio do ensaio de alavanca (*Bond Wrench*), conforme recomendação da AS 3700:2001.

O *Bond Wrench* é um dispositivo para se obter diretamente a resistência de aderência por tração na flexão de juntas de argamassa de alvenaria não armada constituída por tijolos ou blocos. O aparato consiste em um grampo preso a uma alavanca e um sistema de apoio do corpo de prova. O grampo é preso à unidade de alvenaria imediatamente acima da junta de argamassa a ser ensaiada e o operador aplica manualmente uma força na extremidade livre da alavanca até que a junta chegue à ruptura, ver Figura 3.52. Os extensômetros elétricos fixados na alavanca e conectados a um dispositivo eletrônico de aquisição de dados são usados para registrar o pico de deformação na alavanca, a partir do qual é calculada a força que produziu a ruptura da junta. A resistência à tração na flexão da junta de argamassa que está sendo analisada pode ser obtida acrescentando-se o peso próprio do aparato.

O aparelho *Bond Wrench* utilizado neste trabalho tem sido largamente utilizado na Austrália e em muitos outros países para se avaliar de forma indireta a resistência à tração de juntas de argamassa na alvenaria. Masia e Corrêa (2007) desenvolveram na EESC-USP o

dispositivo *Bond Wrench* para ser utilizado com materiais brasileiros, o que permitiu a caracterização simples de uma importante propriedade da alvenaria. Cabe ressaltar que as dimensões do *Bond Wrench* apresentadas na AS 3700:2001 foram ligeiramente adaptadas para se ajustarem às diferentes dimensões dos blocos utilizados no Brasil.



Figura 3.52 – Aparato para o ensaio de aderência – *Bond Wrench*.

Foram ensaiados quatro prismas de quatro blocos e três juntas de assentamento, para cada combinação de material e argamassa, totalizando 16 corpos de prova. A resistência à tração na flexão de cada junta do corpo de prova, f_t , foi calculada pela Equação 3.6.

$$f_t = (M_{sp}/Z_d) - (F_{sp}/A_d) \quad 3.6$$

Em que:

f_t – resistência à tração na flexão do corpo de prova, em MPa;

M_{sp} – momento fletor em relação ao centro de gravidade da área de assentamento da junta, em N.mm (Equação 3.7).

$$M_{sp} = 9,81m_2(d_2 - t_u/2) + 9,81m_1(d_1 - t_u/2) \quad 3.7$$

Em que:

Z_d – módulo de resistência à flexão da seção, em mm³;

F_{sp} – força de compressão total na área de assentamento da junta a ser ensaiada, em N (Equação 3.8).

$$F_{sp} = 9,81(m_1 + m_2 + m_3) \quad 3.8$$

Em que:

A_d – área bruta de assentamento da junta, em mm²;

m_1 – massa do *Bond Wrench*, em kg;

m_2 – carregamento aplicado na alavanca, em kg;

m_3 – massa da unidade de alvenaria acima da junta a ser ensaiada, em kg;

d_1 – distância interna da borda de fixação do bloco ao centro de gravidade, em mm;

d_2 – distância interna da borda de fixação do bloco até a alça de carregamento, em mm;

t_u – largura da unidade, em mm.

Em alguns casos não foi possível determinar a resistência à flexão da junta em teste, pois o peso próprio do *Bond Wrench* não pôde ser suportado. Nesses casos, a força requerida para a ruptura da junta não pode ser medida, ou esta apresentou um valor muito pequeno em relação às demais. Isso ocorreu, na maioria dos casos, na primeira junta (junta do bloco de topo), provavelmente por causa dessa junta não ter desenvolvido aderência suficiente devido à pré-compressão de apenas um bloco sobre ela. Dessa forma, esses valores não foram levados em conta para o cálculo da média e do valor característico. A Tabela 3.25 apresenta os resultados médios e característicos de resistência à tração na flexão das séries ensaiadas e no APÊNDICE A são apresentados os valores individuais.

Tabela 3.25 – Resistência à tração na flexão.

	Concreto		Cerâmico	
	Argamassa 1	Argamassa 2	Argamassa 1	Argamassa 2
Média	0,16	0,16	0,29	0,19
DP	0,05	0,05	0,07	0,07
CV (%)	33,20	28,07	23,51	34,57
f_{tk} (MPa)	0,10	0,12	0,17	0,11

Da Tabela 3.25 observa-se que em duas das quatro séries de ensaios os resultados apresentaram grande dispersão, no entanto, a AS 3700:2001 estima o valor do coeficiente de variação para este ensaio igual a 30% para amostras com menos de 30 elementos. Assim, o valor obtido neste trabalho pode ser considerado aceitável para esse tipo de ensaio.

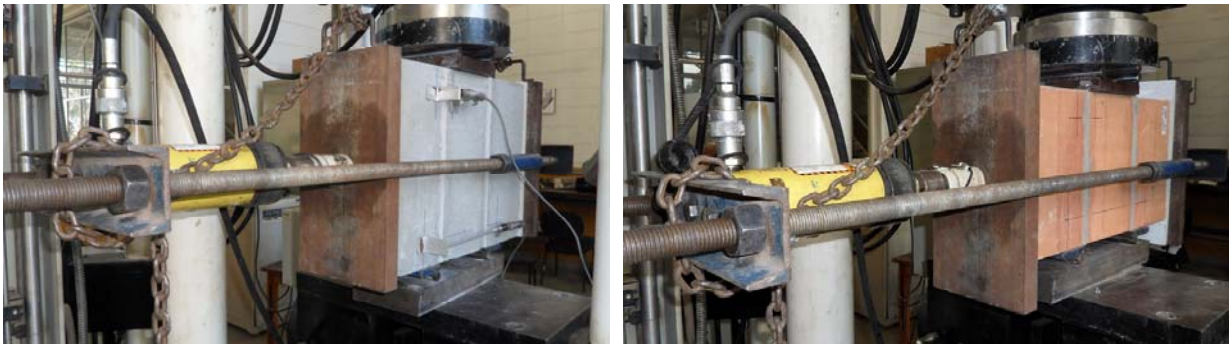
Nota-se que os corpos de prova de concreto com argamassa A1 e argamassa A2 apresentaram valores médios idênticos. Já para os corpos de prova cerâmicos essa diferença foi de 35%. o que aponta para um comportamento distinto dos dois materiais. Mais ensaios, portanto, devem ser realizados para que se possa afirmar se o tipo de argamassa influencia na resistência à tração na flexão de alvenarias de blocos de concreto.

3.4.4 Ensaios de cisalhamento direto da junta horizontal

3.4.4.1 Esquema de ensaio e instrumentação

O ensaio de cisalhamento direto é muito importante para a caracterização da interface, pois permite determinar diversos parâmetros necessários para compor o modelo numérico como: rigidez tangencial da interface, coeficiente de atrito interno, coesão, dilatância e energia de fraturamento no Modo II. Por essa razão foram realizados ensaios de cisalhamento, os quais seguiram as recomendações da EN 1052-3:2002. Conforme comentado na revisão bibliográfica, esse ensaio parece ser uma boa opção e mostra ser capaz de produzir resultados consistentes, desde que realizado com pré-compressão.

A EN 1052-3:2002 especifica que para unidades com resistência à compressão maior que 10 MPa três diferentes intensidades de pré-compressão devem ser aplicadas nos prismas de três blocos: 0,20 MPa, 0,60 MPa e 1,0 MPa. Para cada pré-compressão aplicada foram ensaiados três prismas de três blocos, totalizando nove corpos de prova para cada tipo de argamassa e de material estudados. A pré-compressão foi aplicada com um cilindro hidráulico em um sistema formado por duas placas de aço rígidas, e controlada por uma célula de carga posicionada entre o cilindro e uma das placas, conforme ilustra a Figura 3.53.

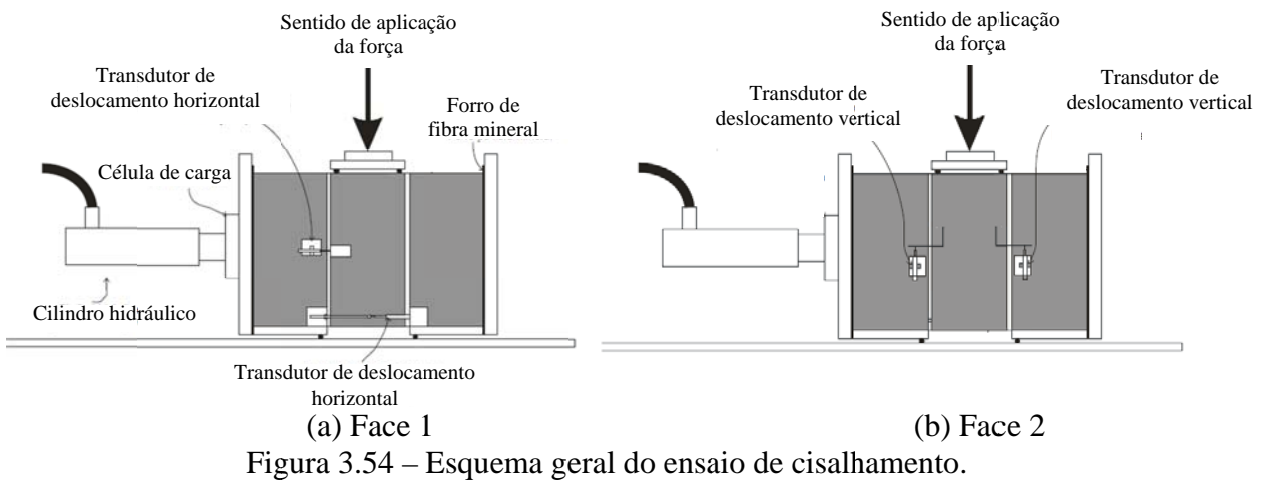


(a) Prisma de concreto

(b) Prisma de bloco cerâmico

Figura 3.53 – Configuração do ensaio de cisalhamento da junta horizontal.

Entre as placas de aço e o corpo de prova foram colocadas faixas de forro de fibra mineral com o intuito de evitar concentração de tensões na região de contato da placa com o corpo de prova. Para obtenção do deslocamento de cisalhamento foram posicionados dois transdutores de deslocamentos verticais e para se obter o deslocamento normal da interface foram posicionados dois transdutores de deslocamentos horizontais, um para medição de deslocamento horizontal individual e outro indicando a medição do deslocamento horizontal global. O esquema geral do ensaio é apresentado na Figura 3.54.



3.4.4.2 Corpos de prova de concreto

Todos os corpos de prova de concreto apresentaram modo de ruptura semelhante, denominado pela EN 1052-3:2002 como ruptura por cisalhamento na área da ligação de uma unidade com a argamassa, ou dividida entre as faces de duas unidades, ver Figura 3.55.

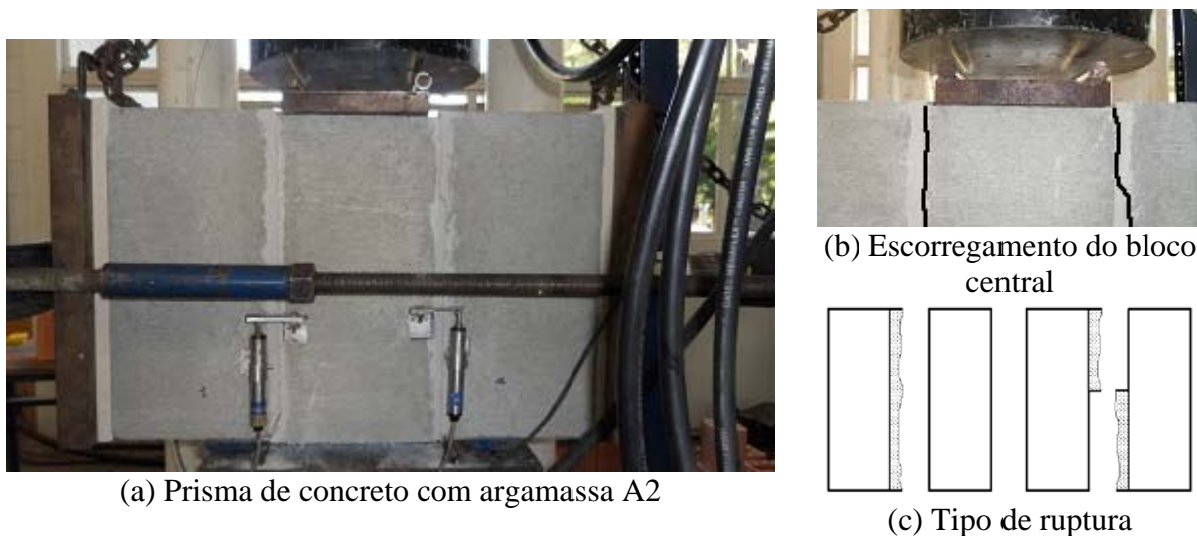


Figura 3.55 – Modo de ruptura do prisma de concreto com argamassa A2 e detalhe do deslocamento e escorregamento do bloco central.

Na Figura 3.56 são apresentados os gráficos de tensão de cisalhamento inicial (Figura 3.56a) e residual (Figura 3.56b) *versus* pré-compressão, a partir dos quais foram obtidos, por meio da envoltória, os valores de coeficiente de atrito e coesão. Todas as propriedades foram calculadas em relação à área bruta e se referem aos corpos de prova de concreto com argamassa A1 e A2.

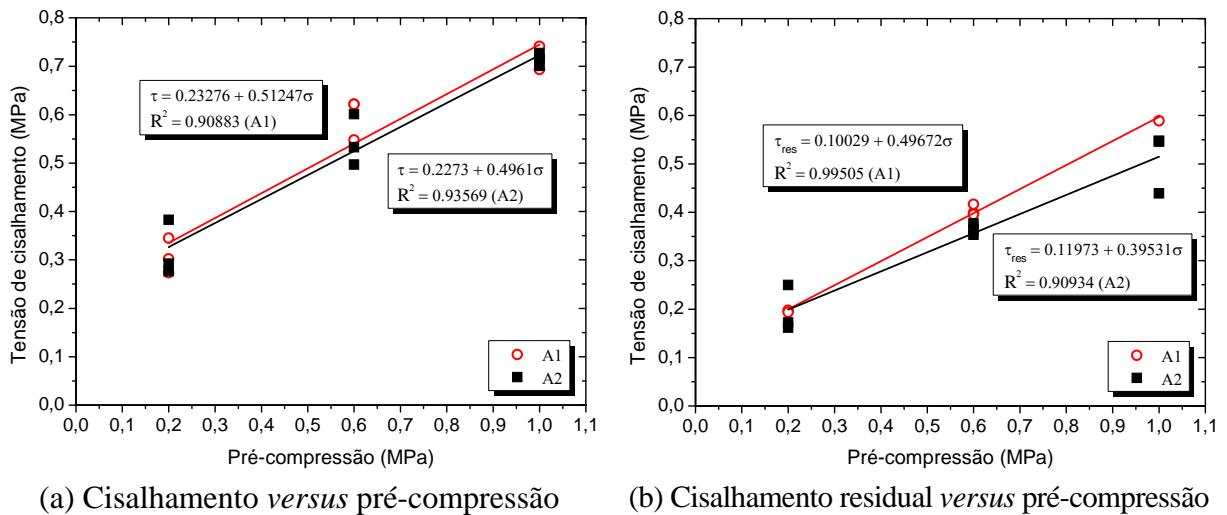


Figura 3.56 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* pré-compressão da junta horizontal dos blocos de concreto com argamassa A1 e A2 e diagrama tensão de cisalhamento residual *versus* pré-compressão da junta horizontal dos blocos de concreto com argamassa A1 e A2.

A tensão de cisalhamento é definida como a razão entre a força última de cisalhamento de cada corpo de prova e a área bruta da seção transversal. Além disso, essa tensão foi analisada como função da pré-compressão com base no critério de ruptura de Coulomb. Se o critério de Coulomb é válido, a coesão pode ser estabelecida como a interseção da regressão linear dos pontos de ruptura dos ensaios no plano σ - τ com o eixo τ , ou seja, quando a pré-compressão for nula.

A Tabela 3.26 apresenta os resultados da coesão e da tangente do ângulo de atrito das juntas horizontais. Os valores característicos foram tidos a partir da Equação 3.9, conforme indicação da EN 1052-3:2002.

$$f_{vk} = 0,8f_{v0} + 0,8\tan\varphi \cdot \sigma \quad 3.9$$

Em que:

f_{v0} – resistência ao cisalhamento inicial (coesão);

f_{v0k} – valor característico da coesão ($f_{v0k} = 0,8f_{v0}$);

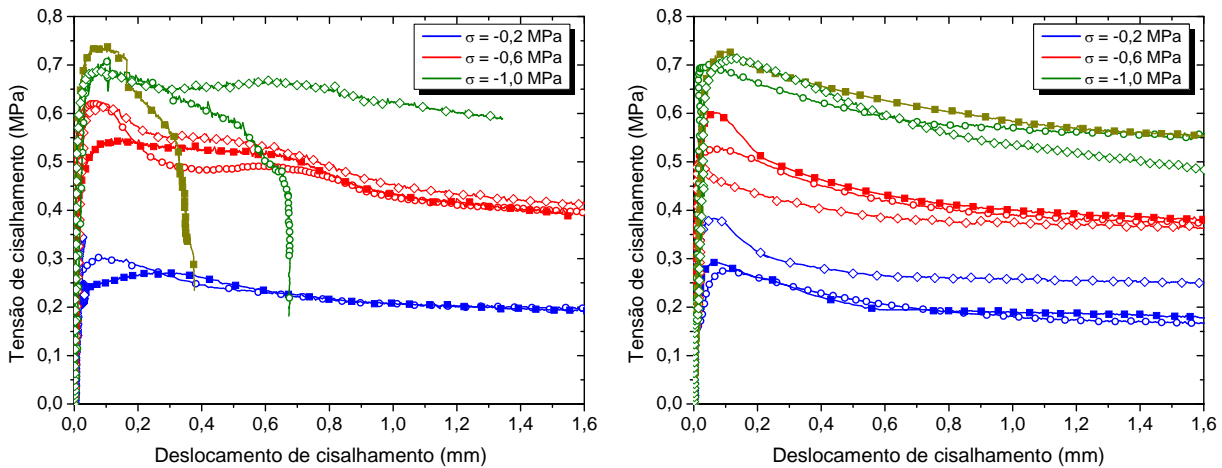
φ – ângulo de atrito interno;

φ_k – ângulo de atrito característico ($\varphi_k = 0,8\varphi$).

Tabela 3.26 – Coesão e ângulo de atrito da junta horizontal dos prismas de concreto.

Tipo de Argamassa	f_{v0} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$	f_{v0} residual (MPa)	f_{v0k} residual (MPa)	$\tan \varphi$ residual	$\tan \varphi_k$ residual
A1	0,233	0,186	0,512	0,410	0,100	0,080	0,497	0,398
A2	0,227	0,182	0,496	0,397	0,120	0,096	0,395	0,316

Os deslocamentos de cisalhamento foram obtidos a partir da média dos registros dos dois transdutores verticais. As curvas tensão de cisalhamento *versus* deslocamento de cisalhamento estão apresentadas na Figura 3.57, das quais foram determinadas as rigidezes tangenciais.



(a) Blocos de concreto com argamassa A1

(b) Blocos de concreto com argamassa A2

Figura 3.57 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* deslocamento de cisalhamento – prisma de blocos de concreto: (a) com argamassa A1; (b) com argamassa A2.

A rigidez tangencial inicial da interface unidade-argamassa foi calculada utilizando-se a regressão linear dessas curvas em um intervalo de dados entre 5% e 33% da tensão máxima de cisalhamento. O resumo dos resultados obtidos está apresentado na Tabela 3.27 e os valores individuais se encontram no APÊNDICE A.

Tabela 3.27 – Rigidezes tangenciais da interface (blocos de concreto com A1 e A2) – k_t .

	Argamassa 1	Argamassa 2
Média (MPa/mm)	27,13	21,97
DP (MPa/mm)	8,14	5,26
CV (%)	29,99	23,92

Para a obtenção dos deslocamentos normais plásticos foi utilizado o transdutor que mediu o deslocamento horizontal global, pois o transdutor que mediu o deslocamento horizontal individual da junta apresentou valores muito dispersos. Acredita-se que isso tenha ocorrido por causa de alguma rotação do corpo de prova após a fissuração. Os valores de deslocamento normal da interface registrados pelo transdutor foram reduzidos à metade, uma vez que haviam duas juntas na distância medida. Desse modo, a dilatância foi calculada como a tangente das curvas de deslocamentos normais plásticos *versus* deslocamentos de cisalhamento plásticos, ver Figura 3.58a.

Conhecidos os valores de dilatância, obteve-se, por meio da regressão dos dados, a equação apresentada na Figura 3.58b. Observou-se que a dilatância tem uma relação linear com a pré-compressão, como constatado por Van der Pluijm (1999), Van Zijl (2004) e Haach (2009).

A partir da equação da dilatância determinou-se a tensão de confinamento σ_u , que assumiu o valor de -1,37 MPa, e a dilatância quando a tensão de confinamento é nula ψ_0 , que resultou em 0,8192.

Finalmente foi determinado coeficiente de degradação da dilatância δ por meio da Equação 2.8. A Figura 3.58a apresenta os resultados desse parâmetro para cada intensidade de pré-compressão. A média desses valores foi 4,33. Vale ressaltar que esses são parâmetros importantes para entrada de dados no modelo numérico.

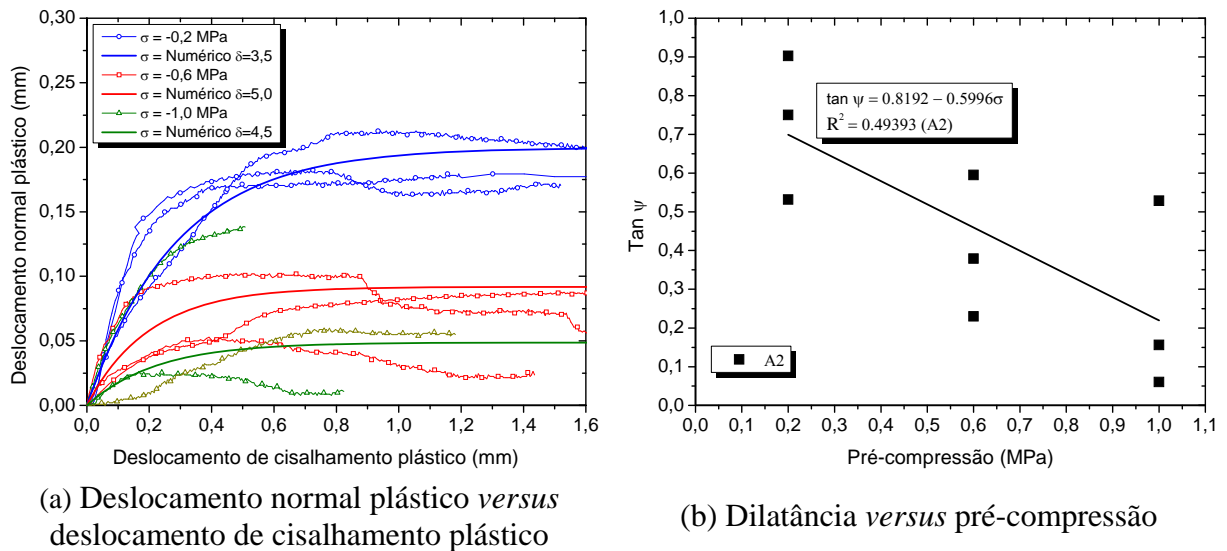
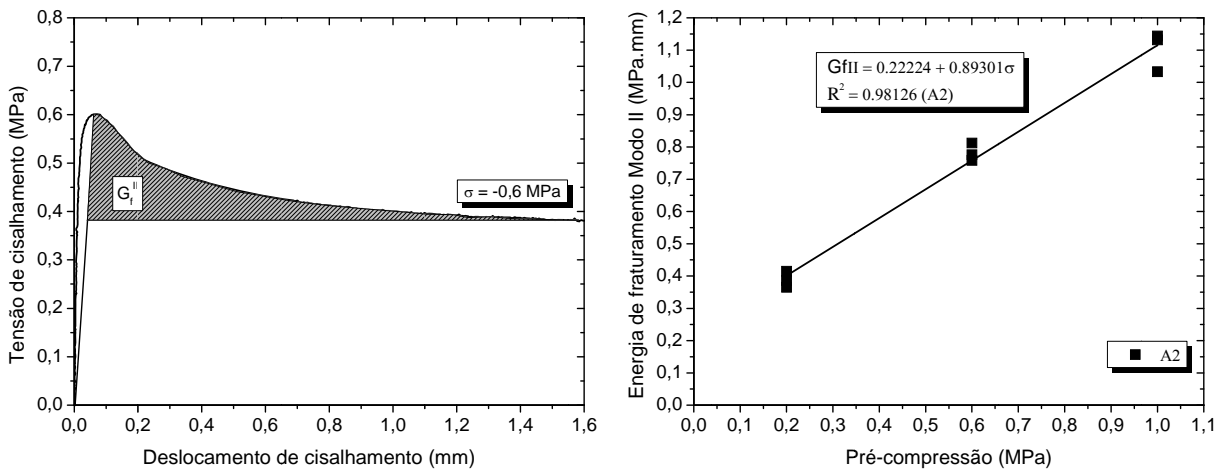


Figura 3.58 – Blocos de concreto e argamassa A2: (a) deslocamento normal plástico *versus* deslocamento de cisalhamento plástico; (b) dilatância *versus* pré-compressão.

A energia de fraturamento do Modo II de cada ensaio foi calculada de acordo com a recomendação de Van der Pluijm (1999), $G_f^{II} = \int \tau dv$, ver Figura 3.59a. A partir da regressão linear foi possível concluir que a energia de fraturamento do Modo II também depende da tensão de pré-compressão aplicada na junta de argamassa. O resultado da energia de fraturamento do Modo II para as juntas horizontais dos corpos de prova de concreto com argamassa A2 está apresentado na Figura 3.59b.



(a) Energia de fraturamento do Modo II *versus* deslocamento de cisalhamento

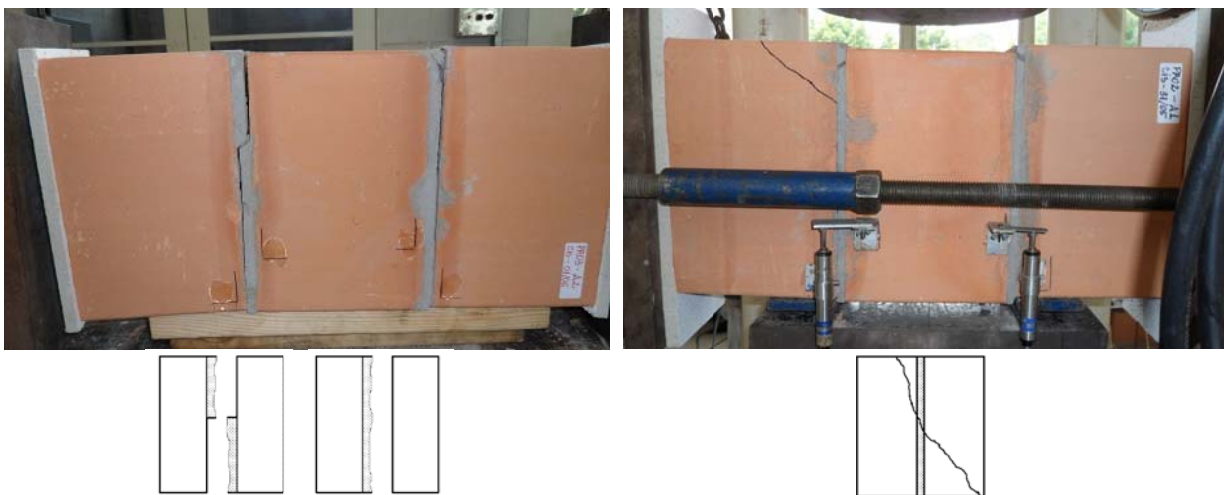
(b) Energia de fraturamento Modo II *versus* pré-compressão

Figura 3.59 – Blocos de concreto e argamassa A2: (a) energia de fraturamento do Modo II *versus* deslocamento de cisalhamento; (b) energia de fraturamento Modo II *versus* pré-compressão.

Os resultados da dilatância e energia de fraturamento foram obtidos apenas para os corpos de prova com argamassa A2, uma vez que não foi possível se obter com precisão os deslocamentos plásticos dos corpos de prova com argamassa A1.

3.4.4.3 Corpos de prova cerâmicos

Os corpos de prova cerâmicos apresentaram modos de ruptura denominados pela EN 1052-3:2002 como ruptura por cisalhamento na área da ligação de uma unidade com a argamassa ou dividida entre as faces de duas unidades, ver Figura 3.60a, e ruptura por fissuração das unidades, ver Figura 3.60b.



(a) Ruptura por cisalhamento da junta

(b) Ruptura por fissuração das unidades

Figura 3.60 – Modo de ruptura em prisma cerâmico com argamassa A2 e $\sigma = 0,2$ MPa.

Alguns corpos de prova apresentaram fissuras na região de aplicação do carregamento após a perda de resistência, mesmo sob pré-compressão de pequena intensidade. No entanto, essas fissuras ficavam mais evidentes a medida que a pré-compressão aumentava. No caso de pré-compressão igual a 1,0 MPa, as fissuras apareceram prematuramente e se desenvolveram até a ruína do corpo de prova, ver Figura 3.61. Isto comprometeu a obtenção do trecho plástico das curvas tensão de cisalhamento *versus* pré-compressão.

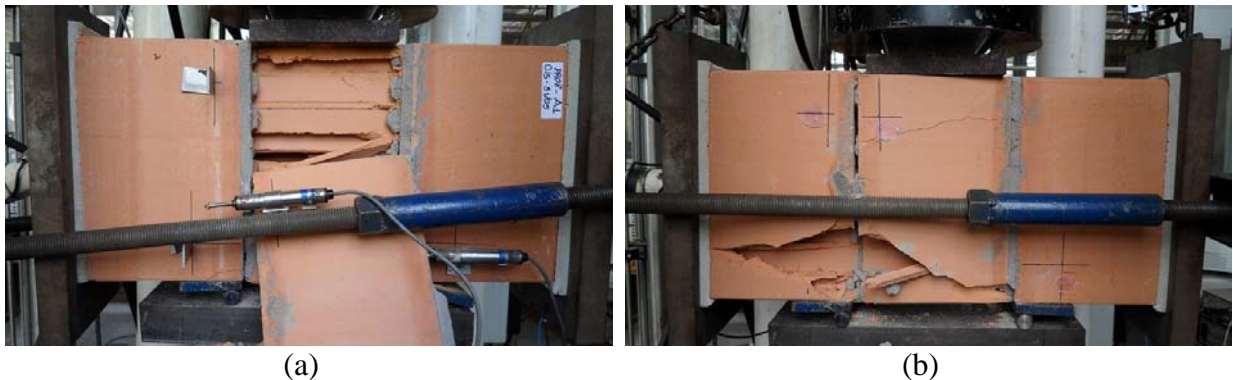


Figura 3.61 – Modo de ruptura em prisma cerâmico com argamassa A1 e $\sigma = 1,0$ MPa.

Na Figura 3.62a são apresentados os gráficos tensão de cisalhamento inicial *versus* pré-compressão. Observa-se um baixo coeficiente de determinação R^2 da regressão linear, que pode estar relacionado ao rompimento precoce dos corpos de prova nos quais foram aplicados pré-compressão de 1,0 MPa. Dessa forma, foram realizadas novas análises excluindo-se os dados referentes a essa intensidade de pré-compressão, ver Figura 3.62b. A Tabela 3.28 apresenta os resultados obtidos a partir desses gráficos.

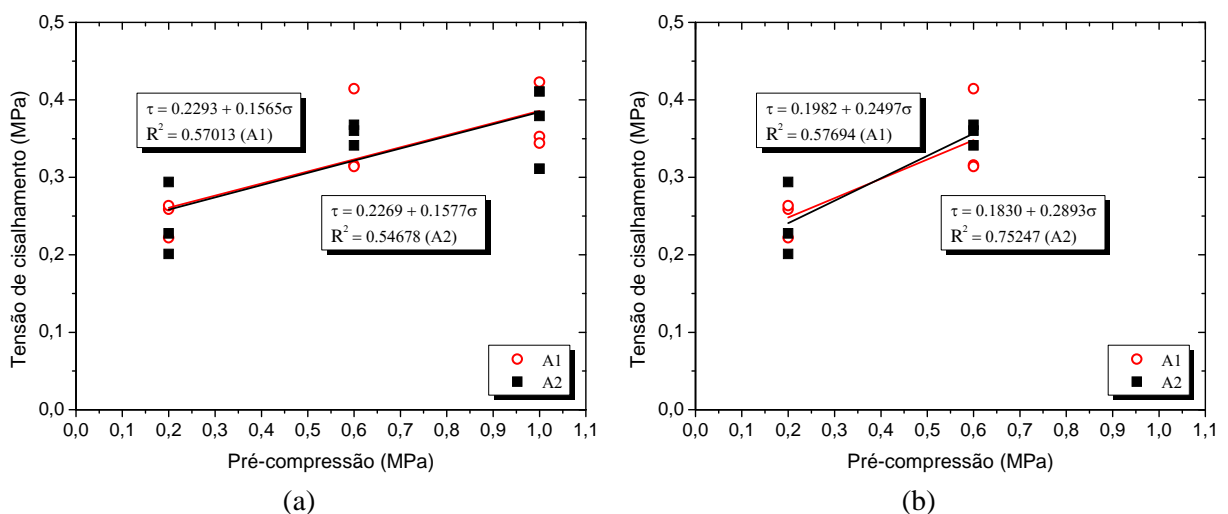
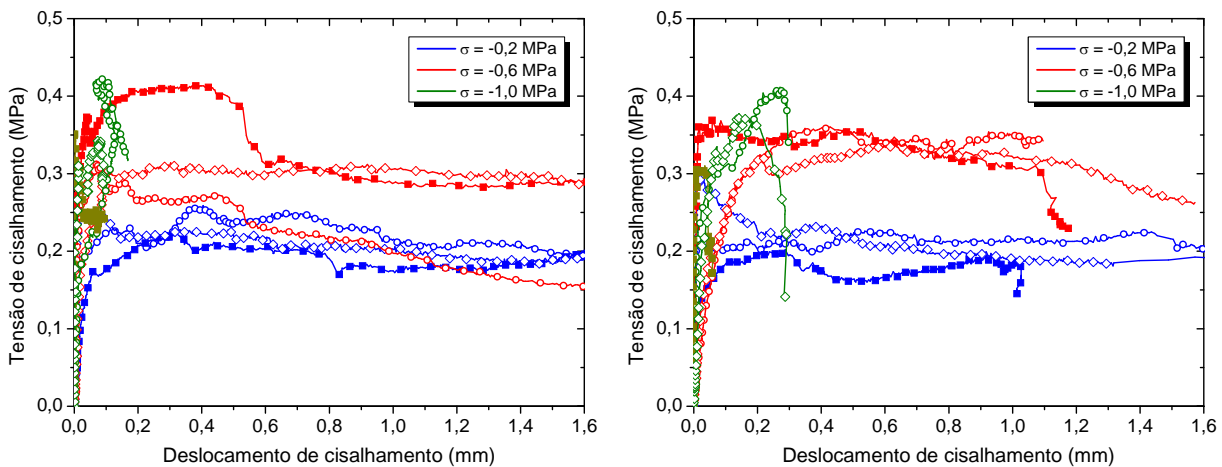


Figura 3.62 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* pré-compressão da junta horizontal dos blocos cerâmicos com argamassa A1 e A2.

Tabela 3.28 – Coesão e coeficiente de atrito da junta horizontal dos prismas cerâmicos.

Tipo de Argamassa	f_{vo} (MPa)	f_{vok} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$
A1	0,198	0,158	0,250	0,200
A2	0,183	0,146	0,289	0,231

As curvas tensão de cisalhamento *versus* deslocamento de cisalhamento estão apresentadas na Figura 3.63, e o resumo das rigidezes obtidas está apresentado na Tabela 3.29. Os resultados individuais se encontram no APÊNDICE A.



(a) Blocos cerâmicos com argamassa A1

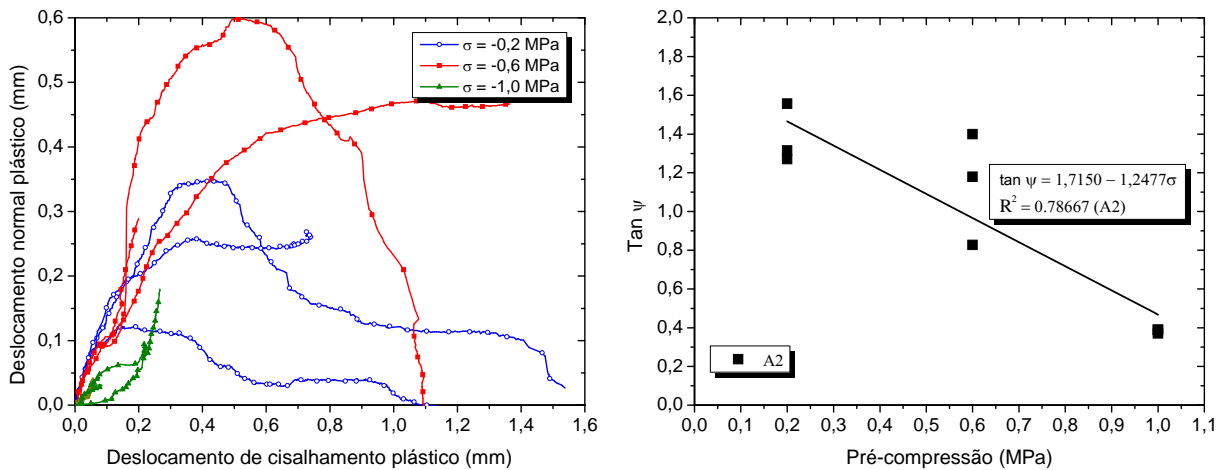
(b) Blocos cerâmicos com argamassa A2

Figura 3.63 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* deslocamento de cisalhamento – prisma de blocos cerâmicos: (a) com argamassa A1; (b) com argamassa A2.

Tabela 3.29 – Rigidez tangencial inicial da interface (blocos cerâmicos com A1 e A2).

	Argamassa 1	Argamassa 2
Média (MPa/mm)	11,71	11,20
DP (MPa/mm)	5,32	4,30
CV (%)	45,46	38,43

A função da dilatância foi obtida apenas para a amostra com argamassa A2, pois os resultados da amostra com argamassa A1 apresentou variabilidade muito alta. As curvas de deslocamentos normais plásticos *versus* deslocamentos de cisalhamento plásticos estão apresentadas na Figura 3.64a, e a regressão linear das tangentes das dilatâncias em função da pré-compressão está apresentada na Figura 3.64b.



(a) Deslocamento normal plástico *versus* deslocamento de cisalhamento plástico

(b) Dilatância *versus* pré-compressão

Figura 3.64 – Blocos cerâmicos e argamassa A2: (a) deslocamento normal plástico *versus* deslocamento de cisalhamento plástico; (b) dilatância *versus* pré-compressão.

Devido à dificuldade de identificar o trecho residual das curvas tensão de cisalhamento *versus* pré-compressão não foi possível se obter as propriedades como ângulo de atrito e coesão residuais, e energia de fraturamento do Modo II.

3.4.4.4 Comparação com normas técnicas e outros pesquisadores

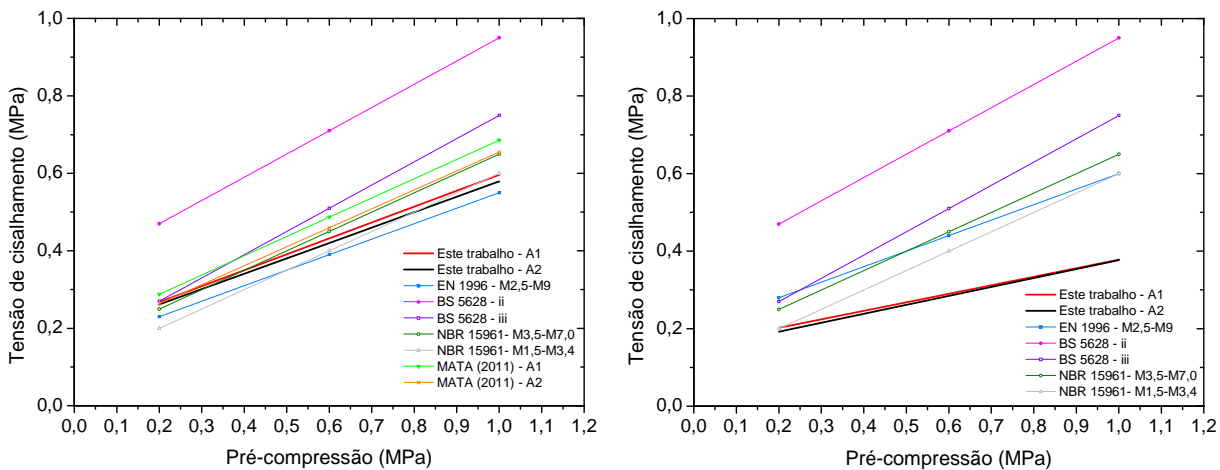
Os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto das juntas horizontais foram comparados com várias normas sobre alvenaria e com os resultados de Mata (2011), que utilizou material semelhante ao utilizado neste trabalho. A Tabela 3.30 e a Figura 3.65 apresentam as curvas e os valores característicos da função de cisalhamento prescritos pela EN 1996-1-1:2005, BS 5628:2005, ABNT NBR 15961-1:2011 e ABNT NBR 15812-1:2010, além dos valores obtidos por Mata (2011) e neste trabalho.

Os corpos de prova construídos com unidades de concreto apresentaram resultados de coesão e coeficiente de atrito interno da junta horizontal próximos aos recomendados por algumas normas.

Os resultados obtidos com corpos de prova cerâmicos mostraram uma dispersão generalizada, acarretada por uma ruptura precoce das unidades centrais quando as intensidades de pré-compressão eram mais elevadas. Isso resultou em valores de coesão e coeficiente de atrito interno menores.

Tabela 3.30 – Comparação de resultados da coesão e coeficiente de atrito interno.

Norma / Pesquisa	Unidade	Resistência Média de Compressão da Argamassa	f_{vok} (MPa)	$\tan \varphi_k$
EN 1996-1-1	Concreto	M2,5 to M9	0,150	0,400
	Cerâmico	M2,5 to M9	0,200	0,400
BS 5628	Concreto	Tipo i e ii	0,350	0,600
	Cerâmico	Tipo iii e iv	0,150	0,600
ABNT NBR 15961-1 e ABNT NBR 15812-1	Concreto	3,5 a 7,0 MPa	0,150	0,500
	Cerâmico	1,5 a 3,4 MPa	0,100	0,500
Mata (2011)	Concreto	6,16 MPa	0,188	0,498
		3,19 MPa	0,166	0,489
Presente pesquisa	Concreto	6,93 MPa	0,186	0,410
	Cerâmico	5,91 MPa	0,158	0,200
	Concreto	3,52 MPa	0,182	0,397
	Cerâmico	3,08 MPa	0,146	0,231



(a) Blocos de concreto

(b) Blocos cerâmicos

Figura 3.65 – Comparação com as normas e com Mata (2011).

3.4.5 Ensaios de cisalhamento direto da junta vertical

Não existe uma norma específica com procedimentos para a determinação da resistência ao cisalhamento das juntas verticais. Sendo assim, utilizou-se a norma que trata das juntas horizontais, EN 1052-3:2002.

Nesse ensaio foram aplicadas forças de pré-compressão menores que as aplicadas nos ensaios de cisalhamento da junta horizontal, uma vez que a resistência à compressão paralela dos meio-blocos é menor que sua resistência normal. Lourenço (2002) assume a resistência paralela às juntas horizontais da alvenaria como 30% da resistência normal no dimensionamento. A ABNT NBR 15961-1:2011 prescreve que a resistência à compressão paralela seja 50% da resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento, para furos não grauteados. Assim, foram adotadas três diferentes intensidades

de pré-compressão sugeridos pela EN 1052-3:2002 para blocos com resistência à compressão menor que 10 MPa: 0,10 MPa, 0,30 MPa e 0,5 MPa. Para cada pré-compressão empregada foram ensaiados três prismas de três meio-blocos, totalizando nove corpos de prova para cada tipo material de bloco. Nesse ensaio foi utilizado apenas um tipo de argamassa, argamassa A2. A Figura 3.66 ilustra o arranjo do ensaio.

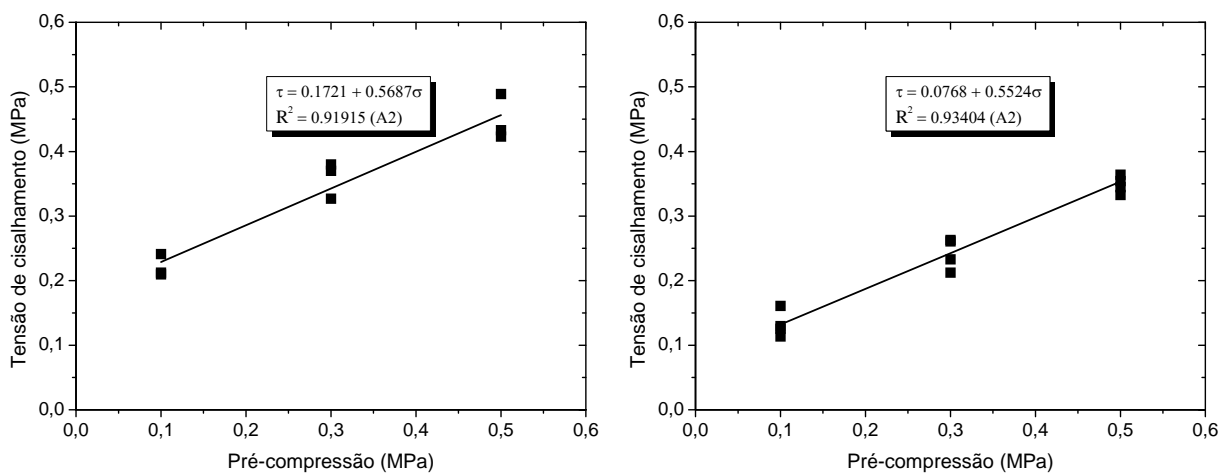


(a) Prisma de blocos de concreto

(b) Prisma de blocos cerâmicos

Figura 3.66 – Configuração do ensaio de cisalhamento da junta vertical em prisma de blocos de concreto e prisma de blocos cerâmicos.

A instrumentação foi alterada em relação ao ensaio de cisalhamento da junta horizontal em virtude da falta de espaço para localização dos transdutores verticais no corpo de prova. Optou-se, portanto, por se fixar dois transdutores verticais entre a base e a chapa de aplicação do carregamento. Entretanto, esse esquema de instrumentação não possibilitou a leitura correta do deslocamento de cisalhamento. Dessa forma, não foi possível se obter as propriedades no trecho pós-pico, sendo obtidos apenas os valores de ângulo de atrito interno e coesão, que estão apresentados na Figura 3.67 e na Tabela 3.31.



(a) Blocos de concreto e A2

(b) Blocos cerâmicos e A2

Figura 3.67 – Diagrama tensão de cisalhamento *versus* pré-compressão da junta vertical: (a) blocos de concreto e A2; (b) blocos cerâmicos e A2.

Tabela 3.31 – Coesão e ângulo de atrito da junta vertical dos prismas – Argamassa A2.

Concreto				Cerâmico			
f_{vo} (MPa)	f_{vok} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$	f_{vo} (MPa)	f_{vok} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$
0,1721	0,1377	0,5687	0,4550	0,0768	0,0614	0,5524	0,4419

3.5 Conclusões do capítulo

Neste capítulo foi realizada uma caracterização detalhada das principais propriedades físicas e mecânicas dos componentes da alvenaria e da alvenaria como um material compósito. Dois tipos de materiais para os blocos foram considerados: concreto e cerâmico, a fim de se avaliar os padrões de alvenaria mais utilizados no mercado. Também variou-se o traço de argamassa, sendo um de maior resistência (A1) e um de menor resistência (A2). Ensaio mecânicos de tração e compressão foram realizados em blocos e ensaios de compressão foram considerados para caracterizar a argamassa. A alvenaria foi caracterizada segundo a compressão de prismas e pequenas paredes, e o comportamento à flexão foi analisado com base no ensaio de alavanca (*Bond Wrench*). Finalmente, o comportamento ao cisalhamento da interface unidade-argamassa foi caracterizado a partir de ensaios de cisalhamento direto em tripletas.

A partir dos resultados experimentais, as observações seguintes podem ser feitas:

Nos ensaios de compressão as unidades apresentaram comportamento frágil na ruptura, especialmente os blocos cerâmicos, o que impossibilitou se obter a curva tensão *versus* deformação específica do início ao fim do ensaio. Para os blocos de concreto foi possível se obter o comportamento pós-pico das amostras, dependendo do tipo de instrumentação.

O módulo de elasticidade dos blocos também variou em função da instrumentação. Ainda não há um consenso no meio técnico sobre a melhor forma de obtenção dessa propriedade. Neste trabalho, o módulo de elasticidade obtido pelos *clip-gauges* apresentaram resultados mais confiáveis, tendo em vista a mínima variação entre os resultados referentes aos blocos e meio-blocos, como era esperado.

A resistência à tração indireta do bloco de concreto correspondeu a 5% de sua resistência à compressão. Já para blocos cerâmicos, essa proporção foi de 6%. Valores inferiores aos tipicamente adotados pela literatura para resistência à tração dos blocos.

No caso das argamassas, além dos ensaios estáticos para a obtenção do módulo de elasticidade da argamassa, foram realizados ensaios acústicos não destrutivos pelo método de excitação por impulso para a obtenção do módulo de elasticidade dinâmico. Uma boa correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico foi obtida, indicando que o

módulo de elasticidade dinâmico pode ser utilizado para se estimar o módulo de elasticidade estático, desde que se conheça a relação linear entre eles. Também foi possível concluir que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão estão relacionados por meio de uma função exponencial.

Foram executados ensaios de prismas e pequenas paredes para se avaliar o comportamento da alvenaria na compressão. Além da resistência à compressão foram obtidas as curvas tensão *versus* deformação específica para as amostras ensaiadas, que apresentaram comportamento típico de alvenaria com argamassamento parcial sujeita à compressão. A representação dessas curvas não permitiu determinar a energia de fraturamento na compressão das amostras ensaiadas. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos prismas e das paredes não apresentaram diferenças percentuais significativas em função da argamassa utilizada.

Foram utilizados os ensaios de tração na flexão e de cisalhamento para a caracterização da interface bloco-argamassa. Os ensaios de tração na flexão apresentaram alta variabilidade nos resultados de resistência à tração. Isso pode ser justificado pela ruptura frágil das amostras sob esse tipo de solicitação. Além disso, esses ensaios apresentaram resultados inferiores aos valores normalizados em quase todos os casos, o que pode estar relacionado ao processo de assentamento utilizado.

Quanto ao comportamento da junta ao cisalhamento, os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento segue o critério de Mohr-Coulomb, com uma relação linear entre as tensões de cisalhamento e tensões normais. Além disso, observou-se que a dilatância e a energia de fraturamento do Modo II também dependem das tensões normais.

Esse ensaio se mostrou muito importante quando se pretende representar numericamente a alvenaria por meio de um micromodelo, uma vez que fornece parâmetros fundamentais da interface, como ângulo de atrito e coesão. No entanto, é um ensaio muito sensível às condições de contorno e de carregamento, o que pode levar a uma grande dispersão dos resultados. Portanto, sugere-se que esse ensaio seja realizado com o máximo de amostras possível, no mínimo seis para que se possa fazer um estudo estatístico para cada intensidade de pré-compressão, e com várias magnitudes de pré-compressão, para que se obtenham resultados mais acurados.

Finalmente, deve-se ressaltar que o conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais e a compreensão do comportamento da alvenaria são fundamentais para se analisar os resultados de modelos experimentais mais complexos, e desenvolver um modelo numérico com melhor representatividade.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL II: PAINÉIS EM FORMATO H

4.1 *Considerações iniciais*

A segunda etapa do programa experimental consistiu em quatro séries de ensaios de cisalhamento direto das interfaces verticais em modelos em formato H, nos quais variaram-se o material do bloco e o tipo de amarração, como apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Séries de ensaios de cisalhamento direto das interfaces.

Série	Material	Tipo de ligação	Número de modelos
I	Concreto	Amarração direta	6
II	Cerâmico	Amarração direta	6
III	Concreto	Amarração indireta com grampos	6
IV	Cerâmico	Amarração indireta com grampos	6

O modelo tinha cinco fiadas em formato H, apoiava-se apenas nos flanges e foi carregado verticalmente na parede central. Como mencionado anteriormente, esse modelo foi proposto inicialmente por Cappuzo Neto (2005) para determinação da resistência ao cisalhamento vertical entre paredes ortogonais.

A seguir são apresentadas as fases de montagem, instrumentação e realização dos ensaios dos modelos em formato H; e ao final são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento em interfaces verticais de paredes conectadas e uma discussão sobre os mecanismos de transferência de solicitações nessa região.

4.2 *Bases de concreto*

Os modelos foram construídos sobre uma base de concreto armado de 10 cm de altura, onde apenas os flanges estavam apoiados e a parede central livre para se deslocar verticalmente. O traço em massa utilizado na confecção do concreto das bases foi 1:1,9:2,06 (cimento:areia:brita 0) com fator água/cimento igual a 0,65. O cimento utilizado foi do tipo CP 5 – ARI e a areia foi a mesma empregada nos ensaios de caracterização. Para a armadura longitudinal foram colocadas 4 barras de 8 mm de diâmetro e espaçamento de 5 cm. Também foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) para obtenção das propriedades mecânicas como a resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral. Esses resultados foram utilizados apenas para controle do material.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados médios das características mecânicas do graute utilizado nas bases das paredes. Os resultados individuais e as curvas tensão *versus* deformação específica encontram-se no APÊNDICE A.

Tabela 4.2 – Características mecânicas do concreto das bases.

CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Força (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
Média	461,57	57,80	34,45	105,11	3,35
DP	54,03	6,19	3,36	16,08	0,51
CV (%)	11,71	10,71	9,76	15,29	15,29

As dimensões das bases para as Séries I e III (blocos de concreto) estão apresentadas na Figura 4.1a, e para as Séries II e IV (blocos cerâmicos) na Figura 4.1b. As bases foram posicionadas no local de realização dos ensaios, o que garantiu a integridade das paredes construídas sobre elas, pois não houve a necessidade de transporte dos modelos.

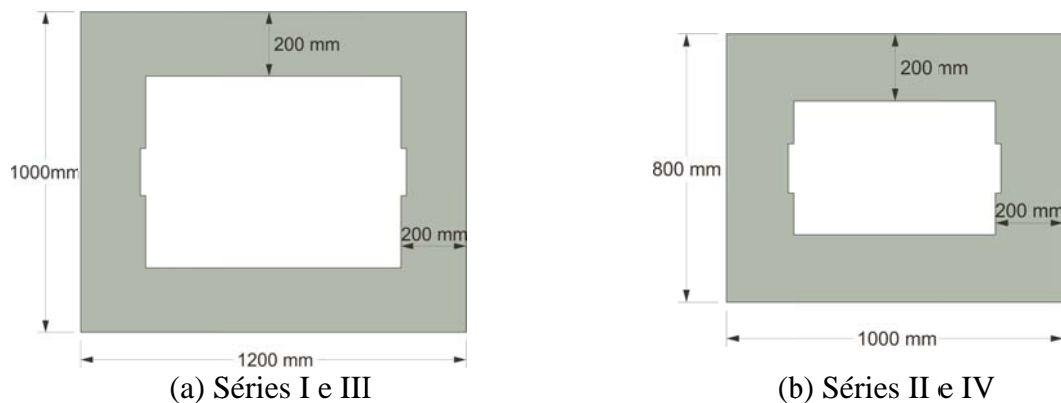


Figura 4.1 – Dimensões das bases de concreto.

O modelo foi apoiado apenas nos flanges; uma base de EPS foi posicionada abaixo do local onde a parede central seria construída e removida minutos antes do ensaio, ver Figura 4.2.



Figura 4.2 – Base utilizada para construção dos modelos.

4.3 Geometria e construção dos modelos

Os modelos consistiam em três paredes ortogonais de cinco fiadas que foram ligadas por amarração direta ou por amarração indireta com a colocação de grampos.

Foram mantidos os mesmos materiais e condições de construção da caracterização, descritos no capítulo anterior. Os modelos foram construídos com argamassamento parcial e curados em condições de laboratório por 28 dias, no mínimo.

Na construção dos painéis H empregou-se apenas a argamassa A2 (traço 1:1:6), com o intuito de se obter os menores valores possíveis de resistência ao cisalhamento da interface. Para cada parede foram moldados dois corpos de prova cilíndricos para o controle de resistência à compressão da argamassa, e dois prismas de três blocos para o controle da resistência à compressão da alvenaria.

Os corpos de prova para o controle de resistência da argamassa e da alvenaria foram confeccionados e ensaiados da mesma forma que na fase de caracterização, descrita no capítulo anterior.

Em todas as séries a primeira fiada de blocos foi assentada sobre uma camada de argamassa colocada tanto na laje quanto no EPS.

4.3.1 Série I – amarração direta – concreto

A primeira série consistiu em paredes de blocos de concreto ligadas com amarração direta. A configuração dos modelos dessa série é apresentada na Figura 4.3.



Figura 4.3 – Modelos da Série I.

Nas paredes dessa série foram utilizados dois tipos de blocos especiais de amarração. O bloco com dimensões 140 mm x 190 mm x 340 mm era comum à parede central e ao flange, e foi utilizado na 1^a, 3^a e 5^a fiadas. Já o bloco e 140 mm x 190 mm x 540 mm pertencia apenas ao flange e estava posicionado na 2^a e 4^a fiadas. A Figura 4.4 ilustra a disposição das

fiadas e as principais dimensões dos modelos, e a Figura 4.5 apresenta uma etapa da construção das paredes da Série I.

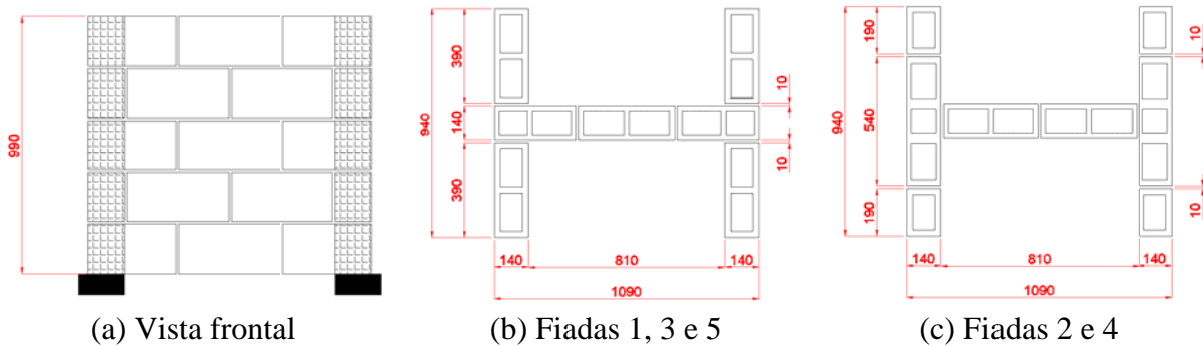


Figura 4.4 – Especificação geométrica dos modelos – Séries I – dimensões em mm.

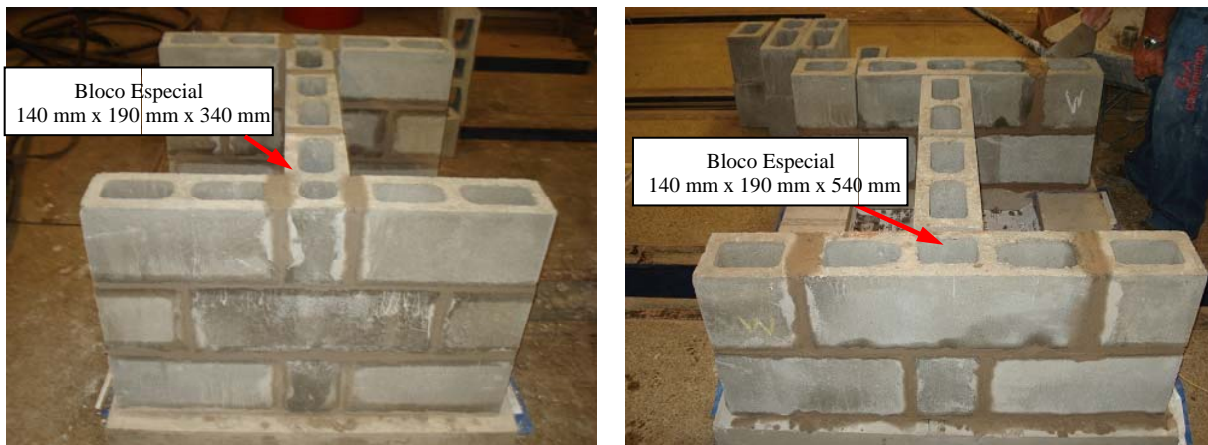


Figura 4.5 – Elevação das fiadas – Série I.

4.3.2 Série II – amarração direta – cerâmico

A Série II foi construída com blocos cerâmicos e as paredes ligadas com amarração direta. A Figura 4.6 apresenta a forma da parede central e dos flanges das paredes desta Série.



Figura 4.6 – Modelos da Série II.

Nessa série foi necessário apenas um tipo de bloco especial de amarração, cujas dimensões eram de 140 mm x 190 mm x 440 mm. Esses blocos estavam posicionados nos flanges da 2ª e 4ª fiadas. As unidades que faziam o intertravamento da parede central com os flanges na 1ª, 3ª e 5ª fiadas era o bloco inteiro. A Figura 4.7 apresenta a especificação geométrica dos modelos e a Figura 4.8 apresenta o detalhe construtivo das paredes da Série II.

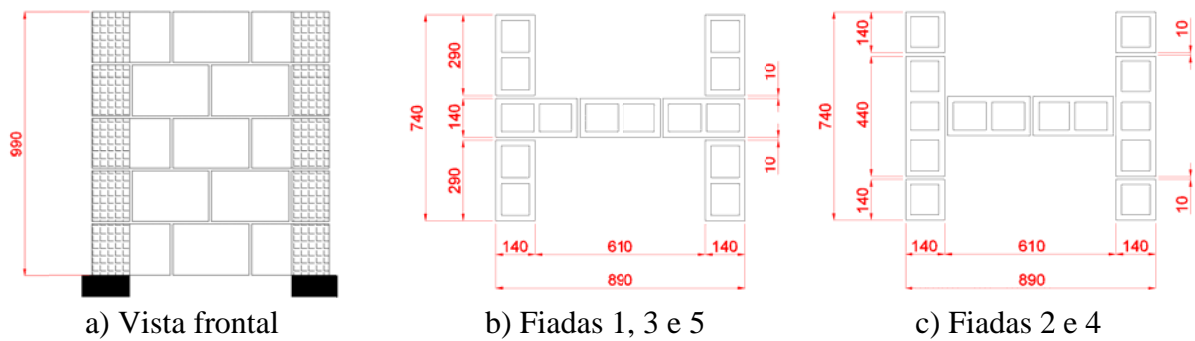
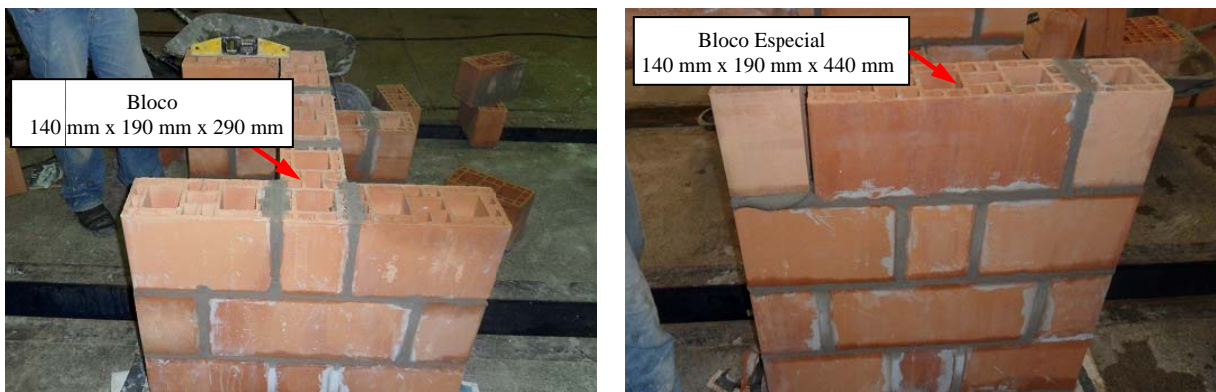


Figura 4.7 – Especificação geométrica dos modelos – Séries II – dimensões em mm.



(a) Amarração direta – 1ª, 3ª e 5ª fiada

(b) Amarração direta – 2ª e 4ª fiada

Figura 4.8 – Elevação das fiadas – Série II.

4.3.3 Série III – amarração indireta – concreto

A Série III foi composta de paredes de blocos de concreto ligadas por amarração indireta com grampos metálicos. Os grampos eram de 10 mm de diâmetro e foram colocados na interseção de cada flange com a parede central nas fiadas 2 e 4, totalizando 4 grampos por painel H. Essa proporção de armadura foi sugerida mediante informações de projetistas sobre o que seria o mais usual em obras de alvenaria estrutural com amarração indireta. Observe-se também que o diâmetro da armadura é compatível com a espessura da junta horizontal.

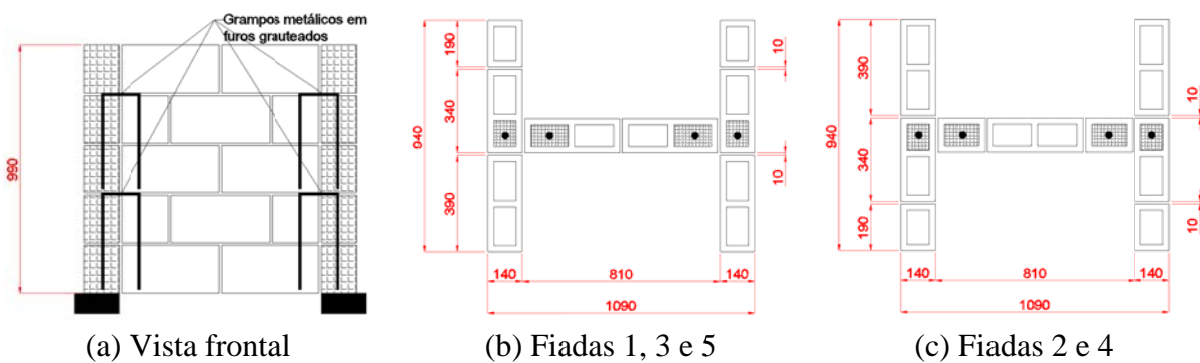
A Figura 4.9 apresenta a elevação das paredes dos modelos da Série III e a Figura 4.10 especifica suas dimensões em planta e a disposição das fiadas.



(a) Parede central

(b) Flange

Figura 4.9 – Modelos da Série III.



(a) Vista frontal

(b) Fiadas 1, 3 e 5

(c) Fiadas 2 e 4

Figura 4.10 – Especificação geométrica dos modelos – Séries III – dimensões em mm.

Nos modelos dessa série também foram utilizados blocos especiais de amarração de dimensões 140 mm x 190 mm x 340 mm nos flanges com o intuito de manter a modulação dos painéis. A Figura 4.11 apresenta o posicionamento dos grampos em cada flange, solidarizados com graute nos furos adjacentes à interface vertical.



(a) Amarração direta – 1ª, 3ª e 5ª fiada

(b) Amarração direta – 2ª e 4ª fiada

Figura 4.11 – Elevação das fiadas – Série III.

4.3.4 Série IV – amarração indireta – cerâmico

As paredes da Série IV foram construídas com blocos cerâmicos e ligadas de forma indireta com a colocação de grampos metálicos de 10 mm de diâmetro na região de interface.

Os grampos foram alocados na interseção dos flanges com a parede central a cada duas fiadas em furos grauteados. A configuração da parede central e dos flanges dos modelos da Série IV é apresentada na Figura 4.12 e as suas dimensões estão ilustradas na Figura 4.13.



Figura 4.12 – Modelos da Série IV.

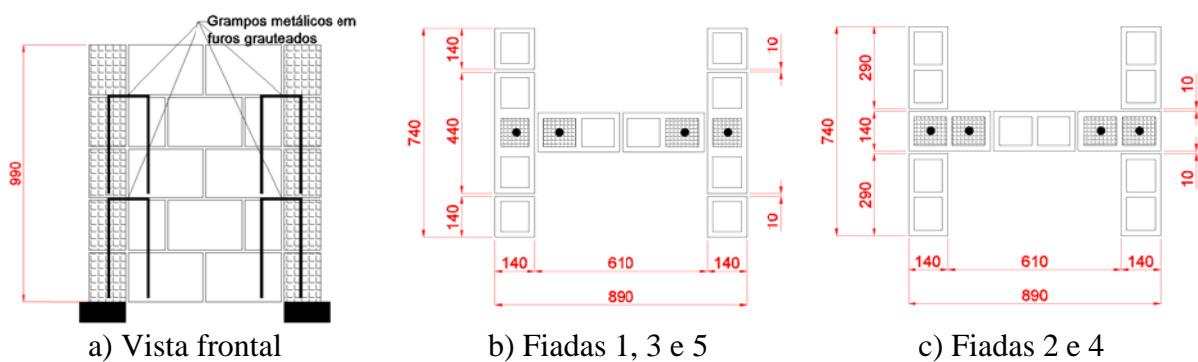


Figura 4.13 – Especificação geométrica dos modelos – Séries IV – dimensões em mm.

Nessa série foram utilizados blocos especiais de amarração de dimensões 140 mm x 190 mm x 440 mm nos flanges com o intuito de manter a simetria do modelo e evitar mais de duas fiadas consecutivas com juntas a prumo.

Os grampos foram posicionados nos flanges da 2ª e 4ª fiadas e solidarizados com graute nos furos adjacentes à interface. Para que a argamassa não penetrasse nos furos que seriam grauteados, foi utilizado um prisma de EPS no instante do assentamento dos blocos, ver Figura 4.14.

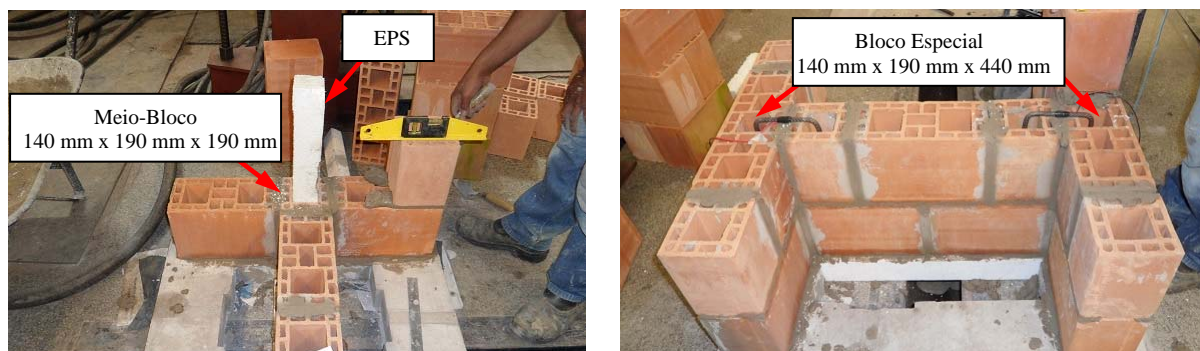
(a) Amarração direta – 1^a, 3^a e 5^a fiadas(b) Amarração direta – 2^a e 4^a fiadas

Figura 4.14 – Elevação das fiadas – Série IV.

4.4 Ensaios de caracterização do graute

O traço do graute em massa utilizado no preenchimento dos furos com armadura das Séries III e IV foi 1:1,9:2,21, que corresponde à proporção em cimento, areia e brita 0, com fator água/cimento de 0,65. A areia e o cimento foram os mesmos utilizados nos ensaios de caracterização.

A massa unitária e massa específica da brita foram determinadas de acordo com a ABNT NBR NM 45:2006 e a ABNT NBR NM 53:2009, respectivamente. A curva granulométrica foi obtida com os procedimentos definidos na ABNT NB NM 248:2003 e na ABNT NBR 7211:1983. As propriedades da brita 0 obtidas nos ensaios estão apresentadas na Tabela 4.3 e a curva granulométrica encontra-se no APÊNDICE A.

Tabela 4.3 – Resultados da caracterização da brita 0.

Massa unitária (kg/m ³)	Massa específica (kg/m ³)	Dimensão máxima (mm)	Módulo de finura
1550,00	2860,00	9,50	5,77

O graute foi preparado em um misturador mecânico, conforme apresentado na Figura 4.15a. Após a mistura foi realizado o ensaio de abatimento com tronco de cone de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998, o qual serviu como parâmetro de controle da uniformidade das etapas de concretagem em cada série. A consistência obtida no ensaio de abatimento foi de 18 cm e é ilustrada na Figura 4.15b.

Para se determinar as propriedades mecânicas do graute, foram confeccionados seis corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 x 20 (diâmetro x altura, em cm) para cada série, três para o ensaio de resistência à compressão e três para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados em duas camadas e compactados em mesa vibratória, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5738:2008.



(a) Preparo do graute



(b) Ensaio de abatimento do graute

Figura 4.15 – Preparo e ensaio de consistência do graute.

Dois dias após a moldagem, os corpos de prova foram desmoldados e levados à câmara úmida, onde permaneceram até o dia do ensaio, que ocorreu após 28 dias contados a partir da data de grauteamento dos furos e conforme a programação do laboratório.

Os corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão tiveram suas faces planas retificadas para melhorar as condições de seu ajuste ao equipamento de ensaio. No ensaio a aplicação do carregamento se deu com o controle de deslocamento a uma velocidade de 0,005 mm/s. Como instrumentação foram utilizados dois *clip-gauges* de base igual a 100 mm, conforme mostra a Figura 4.16a.

O ensaio de compressão diametral foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7222:2011 e foi executado na máquina universal hidráulica da marca ELE de capacidade de 2000 kN, ver Figura 4.16b.



(a) Resistência à compressão



(b) Compressão diametral

Figura 4.16 – Ensaio de resistência à compressão e compressão diametral do graute.

O módulo de elasticidade do graute foi obtido a partir de ensaios de compressão com controle de deslocamentos, com o qual se obtiveram as curvas tensão *versus* deformação específica. O módulo de elasticidade secante foi determinado no trecho entre 5% e 33% da máxima resistência à compressão do graute, conforme indica a ASTM C469:2012.

A Figura 4.17 apresenta as curvas tensão *versus* deformação específica do graute utilizado na Série III e a Tabela 4.4 apresenta os resultados médios das características mecânicas desse graute.

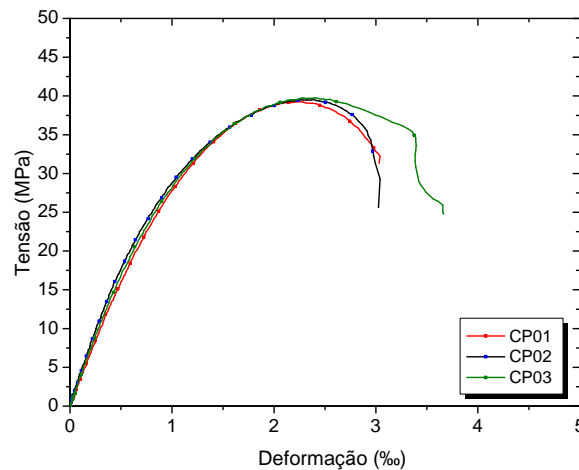


Figura 4.17 – Curva tensão *versus* deformação específica do graute da Série III.

Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas do graute da Série III.

CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Força (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
Média	310,42	39,52	35,81	108,41	3,45
DP	1,99	0,25	2,37	9,26	0,29
CV (%)	0,64	0,64	6,62	8,54	8,54

As curvas tensão *versus* deformação específica do graute utilizado na Série IV estão apresentadas na Figura 4.18 e a Tabela 4.5 mostra os valores médios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral.

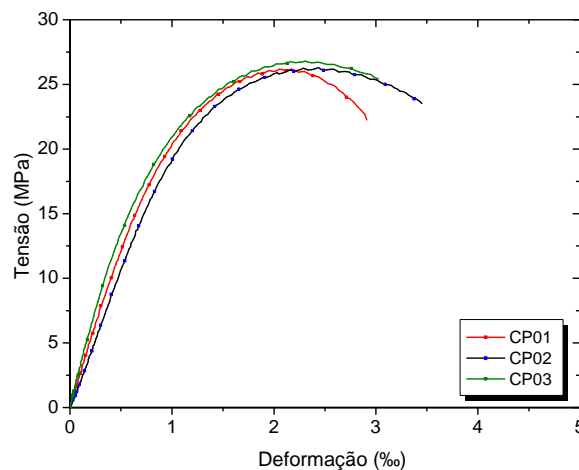


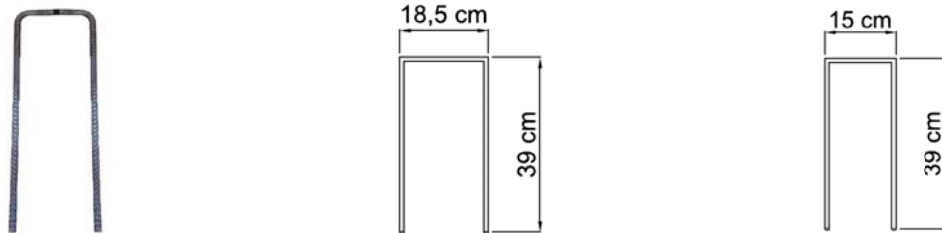
Figura 4.18 – Curva tensão *versus* deformação específica do graute da Série IV.

Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas do graute da Série IV.

CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Força (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
Média	207,58	26,43	25,71	80,60	2,57
DP	2,61	0,33	4,49	0,07	0,00
CV (%)	1,26	1,26	17,45	0,08	0,08

4.5 Ensaios de caracterização do aço

Os grampos utilizados nas Séries III e IV consistiam em barras de aço CA-50 de 10 mm de diâmetro, dobradas, ver Figura 4.19a. As dimensões lineares dos grampos variaram de acordo com as dimensões dos modelos em formato H, ver Figura 4.19b e Figura 4.19c.



(a) Grampo metálico

(b) Grampo para a Série III

(c) Grampo para a Série IV

Figura 4.19 – Grampo metálico utilizado nas series III e IV – com amarração indireta.

Para a caracterização do aço foram realizados ensaios de ruptura à tração na máquina Instron de capacidade 2500 kN, seguindo a ABNT NBR 6892:2002. Nesse ensaio foram obtidas a resistência ao escoamento do aço e as curvas tensão *versus* deformação específica, com as quais foi determinado o módulo de elasticidade longitudinal.

Para execução do ensaio foram utilizados três corpos de prova de um metro de comprimento, retirados das barras utilizadas como grampos, que foram instrumentados com um *clip-gauge* de base igual a 100 mm para obtenção das deformações específicas. A Figura 4.20 apresenta a forma de instrumentação do corpo de prova e o tipo de ruptura do aço.



(a) Ensaio de resistência à tração do aço



(b) Ruptura da barra de aço

Figura 4.20 – Ensaio de resistência à tração da barra de aço.

O diagrama tensão *versus* deformação específica das barras apresenta-se bilinear com segmentos de retas ligadas por uma curva, a Figura 4.21 ilustra esse comportamento. O módulo de elasticidade das barras de aço resultou em um valor médio igual a 198 GPa, enquanto que a deformação média a partir da qual se iniciou o escoamento da armadura foi de 3,90‰, correspondente a uma tensão igual a 572 MPa. A Tabela 4.6 apresenta os resultados da caracterização das barras de aço.

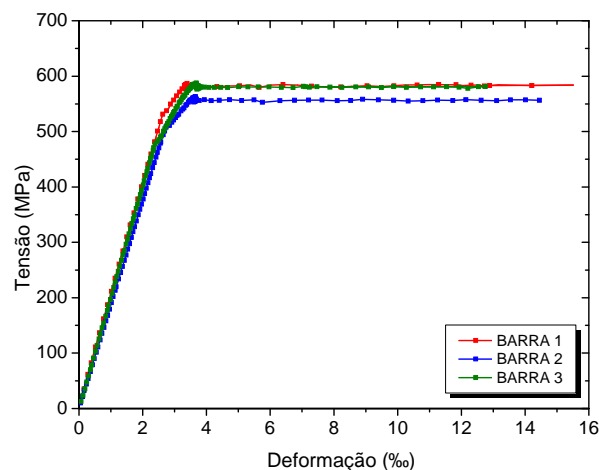


Figura 4.21 – Curva tensão *versus* deformação específica das barras de aço ϕ 10,0 mm.

Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas do aço

Barra	f_y (MPa)	E_y (GPa)	ϵ_y (‰)
Média	572,43	197,99	3,69
DP	14,16	8,56	0,12
CV (%)	2,47	4,32	3,35

4.6 Instrumentação e esquema de ensaio dos painéis H

Os ensaios de cisalhamento das Séries I e II foram realizados apenas com instrumentação externa. Os das Séries III e IV foram realizados com instrumentação externa e interna.

A instrumentação externa consistiu na colocação de transdutores para medição dos deslocamentos verticais absolutos e relativos da parede central e dos flanges.

Na parede central dos modelos foram instalados, em duas faces opostas, cinco transdutores com 25 mm de curso e resolução de 0,01 mm. Dois transdutores (1 e 2) foram utilizados para medir o deslocamento total da parede central e oito transdutores (3 a 10) foram utilizados para aferir as deformações, ver Figura 4.22a. Nos flanges foram posicionados dois

pares de transdutores na face externa de cada um (12, 13, 16 e 17) e dois pares na face interna (11, 14, 15 e 18) para medição das deformações.

O comprimento da base de medida para o cálculo das deformações verticais foi de 60 cm, o que equivale à medida da altura de três fiadas. As deformações foram medidas abaixo da fiada de topo para evitar perturbações localizadas na região de aplicação do carregamento. Devido à dimensão dos modelos e à limitação do curso dos transdutores, foi acoplada a cada um deles um prolongador para permitir a leitura dos deslocamentos ao longo de toda a base de medida do transdutor, ver Figura 4.22b e Figura 4.22c.

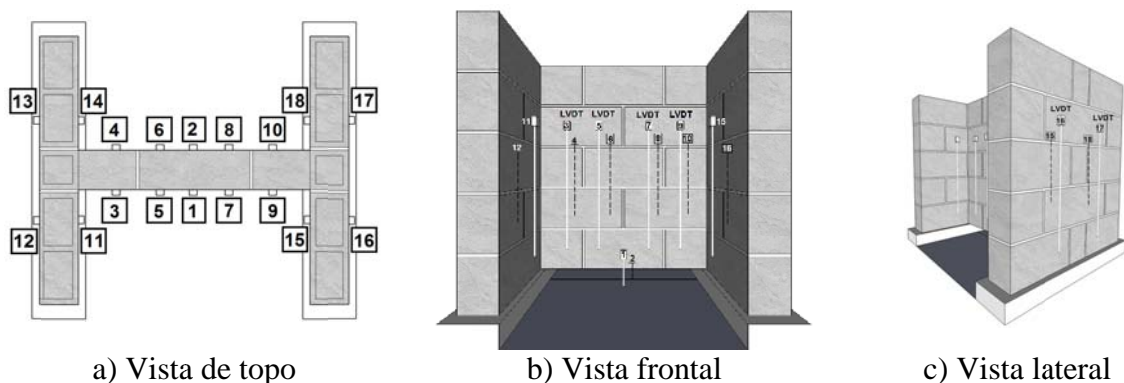


Figura 4.22 – Instrumentação externa para todas as Séries.

Em seguida, os transdutores foram conectados ao sistema de aquisição de dados para o registro dos deslocamentos. As cantoneiras às quais os transdutores foram fixados e as cantoneiras que serviam de apoio aos prolongadores de curso foram coladas nos modelos com o auxílio de cola quente.

A instrumentação interna consistiu na colocação de extensômetros colados em cada grampo para a medição das deformações específicas do aço na região da interface, ver Figura 4.23a. Os pontos de fixação dos extensômetros foram previamente lixados para retirar a camada oxidada e as nervuras da barra. Após a colagem, os extensômetros foram isolados com aplicação de fita isolante. No instante da construção dos modelos, os grampos instrumentados foram posicionados de tal forma que os extensômetros pudessem ficar na região entre a parede central e o flange, ver Figura 4.23b. Antes do ensaio os quatro extensômetros de cada painel H (Figura 4.23c) foram conectados ao sistema de aquisição de dados para registro das deformações específicas.



(a) Posição do extensômetro (b) Posição do grampo (c) Numeração dos extensômetros
 Figura 4.23 – Instrumentação interna para Séries III e IV.

4.7 Procedimento de execução do ensaio

4.7.1 Primeira etapa

A primeira etapa da execução do ensaio consistiu na aplicação da pré-compressão nos flanges para estabilizar os modelos e minimizar os efeitos da flexão. Assim, com o intuito de se avaliar a intensidade de pré-compressão a ser utilizado nos ensaios de modelos H, foi realizada uma macromodelagem elástica linear preliminar utilizando-se alguns resultados de caracterização dos materiais deste trabalho. Na ocasião da realização da análise numérica ainda não se dispunha dos resultados dos modelos H, por isso optou-se por utilizar o valor de força de ruptura dos modelos ensaiados por Cappuzo Neto (2005). Cappuzo Neto (2005) ensaiou modelos H com características semelhantes aos modelos deste trabalho, porém sem aplicação de pré-compressão, apenas carregamento distribuído na alma do modelo com controle de força. Esse autor descreve que houve flexão nos flanges dos modelos, o que pode ter influenciado no resultado das tensões de cisalhamento.

As dimensões reais do modelo H utilizado estão apresentadas na Figura 4.24. No entanto, esse modelo foi representado numericamente com uma espessura de parede equivalente, ou seja, alterou-se a espessura da unidade para se obter a mesma área líquida com o comprimento original. Assim, a espessura das paredes passou a ser de 77 mm, considerando-se uma razão de 55% entre área líquida e a área bruta do bloco de concreto.

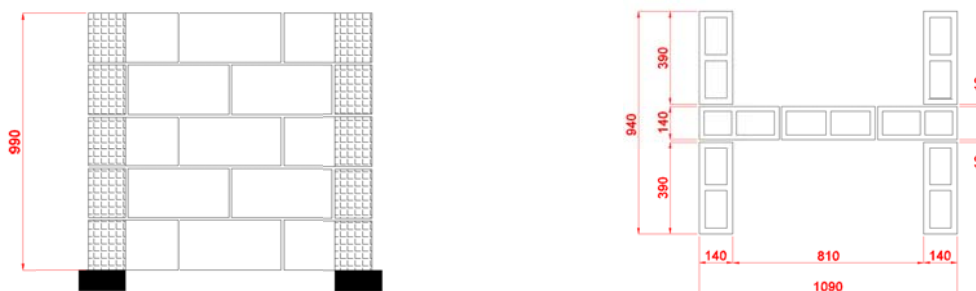
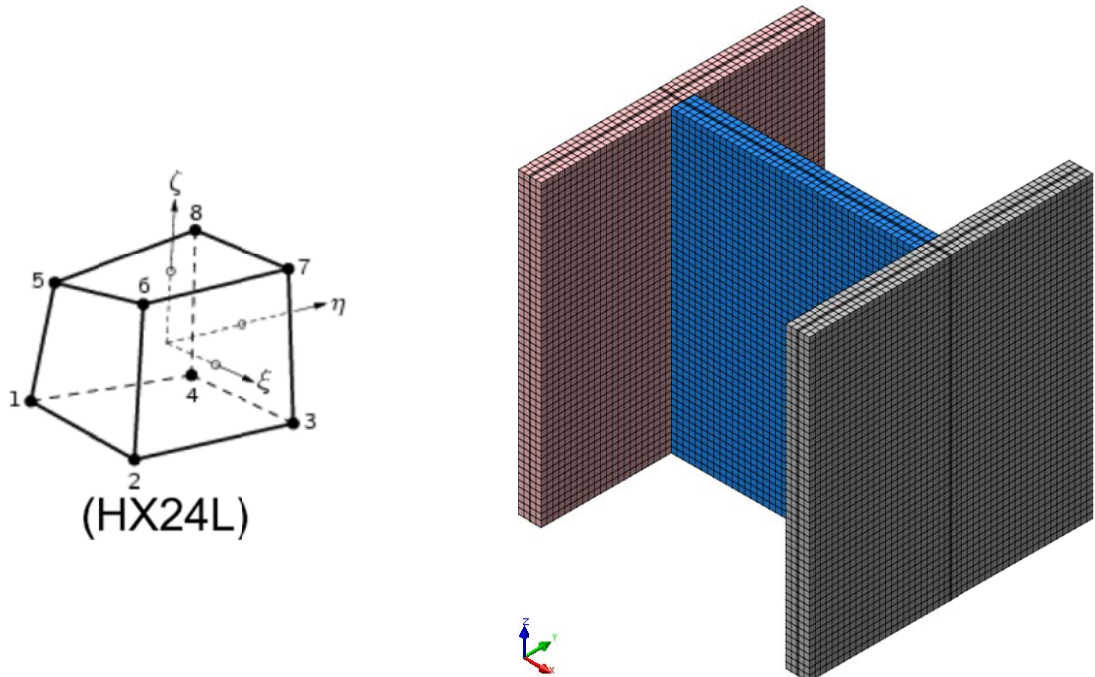


Figura 4.24 – Dimensões do modelo real – dimensões em mm.

Para representar as unidades foi adotado um elemento sólido, linear, isoparamétrico de oito nós, HX24L (Figura 4.25a). A rede de elementos finitos gerada está apresentada na Figura 4.25b.



(a) Elemento sólido isoparamétrico HX24L

(b) Rede de elementos finitos

Figura 4.25 – Elemento finito adotado e rede de elementos finitos gerada.

Na definição das condições de contorno do modelo os deslocamentos na base dos flanges foram restringidos nas direções x , y e z . Considerou-se o material que compõe o modelo computacional como isotrópico em regime elástico linear, com módulo de elasticidade igual a 15,5 GPa (módulo de elasticidade na área líquida da pequena parede de concreto) e coeficiente de Poisson 0,20.

O carregamento aplicado na alma da seção corresponde a uma força vertical de 334 kN (força de ruptura observada nos ensaios de Cappuzo Neto (2005)), sendo aplicado distribuído em uma área retangular de 810 mm de comprimento e 77 mm de largura, resultando numa tensão de 5,35 MPa.

Foram então testados intensidades de pré-compressão até que a tensão de tração máxima no flange atingisse um valor aceitável (Figura 4.26). Tomou-se como aceitável o valor médio de tração na flexão da alvenaria de concreto obtido neste trabalho, que foi de 0,16 MPa. A intensidade de pré-compressão que correspondeu a esse valor foi 0,6 MPa (na

área líquida). Esse valor se mostrou próximo ao indicado por Bosiljkov et al. (2010) que é 0,5 MPa, e foi adotado nos ensaios.

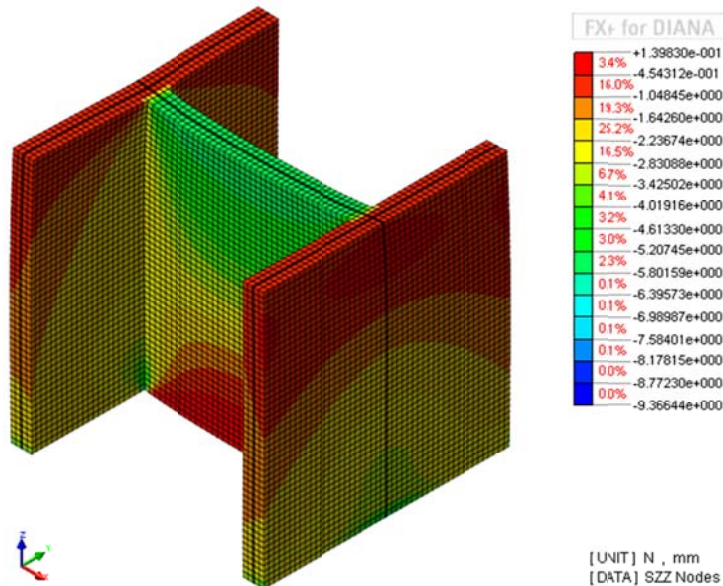


Figura 4.26 – Tensões normais, direção Z.

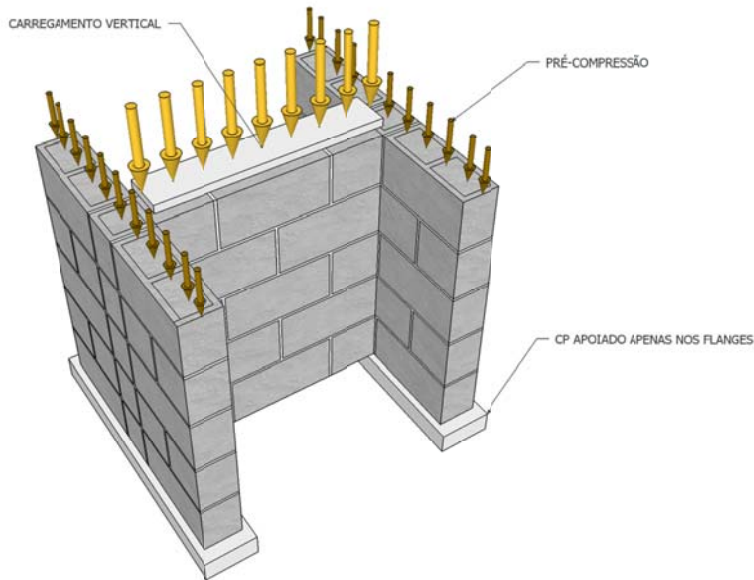
Esse valor de pré-compressão foi convertido em força a ser aplicada nos flanges dos modelos, resultando em aproximadamente 45 kN para os modelos de concreto e em 25 kN para os modelos cerâmicos.

Para aplicação da força de pré-compressão foram utilizados dois cilindros hidráulicos de 250 kN de capacidade e duas células de carga. Uma bomba com um distribuidor foi usada para bombear a mesma quantidade de óleo para os cabos de alimentação dos cilindros hidráulicos simultaneamente, de maneira que as forças de pré-compressão aplicadas nos flanges fossem as mesmas durante todo o ensaio.

4.7.2 Segunda etapa

A segunda etapa consistiu em aplicar o carregamento principal nos modelos H. Um atuador servo-hidráulico da marca Instron, com capacidade para 500 kN foi utilizado para aplicar o carregamento distribuído apenas no topo da parede central com controle de deslocamentos a uma velocidade de 0,001 mm/s, com o intuito de produzir cisalhamento na interface flange-alma.

Acima da fiada de topo foram utilizadas placas de forro de fibra mineral, e acima dessas placas foram posicionados perfis metálicos dimensionados para a distribuição uniforme do carregamento. A configuração do ensaio está apresentada na Figura 4.27.



(a) Esquema da força distribuída sobre as paredes

(b) Aplicação da força distribuída

Figura 4.27 – Esquema de ensaio de resistência ao cisalhamento vertical.

A resistência média ao cisalhamento foi considerada igual à razão da força de ruptura do modelo pela área das interfaces, conforme a Equação 4.1.

$$\tau_{vert} = \frac{F_{rup}}{A_{interface}} = \frac{F_{rup}}{2 H e} \quad 4.1$$

Em que:

τ_{vert} – resistência média ao cisalhamento vertical da alvenaria;

F_{rup} – força de ruptura do modelo;

$A_{interface}$ – área da interface vertical;

H – altura do modelo (amarração direta) ou altura útil do modelo (amarração indireta);

e – espessura da parede.

4.8 Apresentação dos resultados dos ensaios em painéis H

4.8.1 Ensaios da Série I – amarração direta – concreto

O primeiro carregamento dos painéis H consistiu na aplicação da força de pré-compressão nos flanges (45 kN), que se manteve constante durante todo o ensaio. Os valores de força e deslocamentos referentes a essa etapa foram registrados, mas não foram considerados no resultado final, uma vez que foram desprezíveis. Essa etapa não apresentou nenhum dano visível nos modelos que comprometesse a próxima etapa do ensaio.

Antes do início da próxima etapa de carregamento os registros dos transdutores foram reinicializados no sistema de aquisição. Em seguida foi iniciada a etapa do carregamento principal na parede central. Esse carregamento foi aplicado monotonicamente até a ruptura do painel.

As curvas força *versus* deslocamento da parede central dos modelos da Série I estão apresentadas na Figura 4.28. O deslocamento vertical da parede central foi obtido a partir da média dos transdutores 1 e 2.

As curvas de todos os modelos apresentaram um trecho inicial linear até aproximadamente 75% do carregamento máximo, e o surgimento das fissuras na parede central ocorreu aproximadamente a 50% desse carregamento. Ainda na Figura 4.28 observa-se que o padrão das curvas difere a partir do início do trecho não linear. Esse comportamento pode ser explicado porque a ruptura das paredes não ocorreu simultaneamente em ambos os lados. Assim, após a ruptura de um dos lados houve acréscimo de resistência até a ruptura do outro lado. Isso ocorreu de forma distinta em cada modelo. No entanto, todas as paredes romperam em virtude do acúmulo de tensões nos blocos interconectados, resultando no cisalhamento da interface flange-alma.

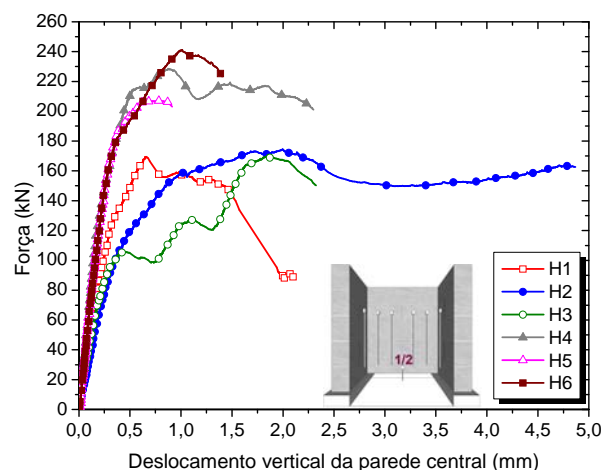


Figura 4.28 – Diagrama força *versus* deslocamento da parede central – Série I.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados de força do início da fissuração, força de ruptura, resistência ao cisalhamento individual, médio e característico, obtidos nos seis modelos de cisalhamento da Série I. Nessa tabela também são apresentadas a resistência à compressão e o módulo de elasticidade da argamassa e do prisma de três blocos, referente a cada exemplar ensaiado. O módulo de elasticidade da argamassa foi determinado a partir da relação previamente estabelecida na Equação 3.5.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento dos modelos H – Série I.

Número do modelo	F_{1fiss} (kN)	F_{rup} (kN)	τ_{vert} (MPa)	f_a (MPa)				E_a (GPa)				f_p (MPa)		E_p (GPa)	
1	133,00	169,45	0,61	3,36	2,90	6,35	5,75	4,89	4,52	8,60	8,27				
2	100,00	174,57	0,63	3,07	3,81	5,98	6,90	5,27	5,86	9,08	10,26				
3	110,00	170,78	0,62	4,40	3,94	7,60	7,06	6,54	7,94	8,79	9,04				
4	183,00	228,45	0,83	4,40	4,05	7,60	7,19	5,84	6,75	9,26	10,26				
5	200,00	207,07	0,75	4,30	4,40	7,48	7,59	7,31	7,72	9,80	9,16				
6	180,00	241,13	0,87	3,69	3,94	6,75	7,05	7,19	7,02	10,41	8,92				
Média	–	198,58	0,72	3,85		6,94		6,41		9,32					
DP	–	31,54	0,11	0,52		0,63		1,12		0,70					
CV (%)	–	15,88	15,88	13,44		9,13		17,48		7,53					
τ_{vk} (MPa)	–	–	0,60	–		–		–		–					

Os resultados de controle da argamassa e dos prismas se aproximaram dos obtidos na etapa da caracterização, indicando que aqueles ensaios são representativos da alvenaria utilizada nos modelos H.

O resultado de resistência característica dessa série foi semelhante ao encontrado por Maurício (2005), que realizou ensaio similar, porém, com valor superior ao sugerido pela ABNT NBR 15961-1 (2011), 0,35 MPa. Uma discussão mais profunda será realizada no Capítulo 6.

O padrão de fissuração dos painéis foi semelhante em todos os exemplares. Antes da ruptura a parede central apresentou grande deformação e muitas fissuras inclinadas, próximas à região da interface, indicando o cisalhamento. O instante da ruptura foi caracterizado por um corte vertical nas interfaces com a separação das paredes. Após a ruptura da interface a parede central continuou apresentando fissuras, principalmente nas juntas de argamassa, ver Figura 4.29.



Figura 4.29 – Padrão de fissuração dos modelos da Série I – parede central.

A Figura 4.30 apresenta as curvas força *versus* deformação específica da parede central. Nessas curvas são apresentadas as deformações específicas médias de cada parede em regiões particulares. Cada curva corresponde à média de quatro transdutores. A Figura 4.30a corresponde aos transdutores 3, 4, 9 e 10, posicionados próximos à interface, e a Figura 4.30b corresponde aos transdutores 5, 6, 7 e 8, posicionados no centro da parede.

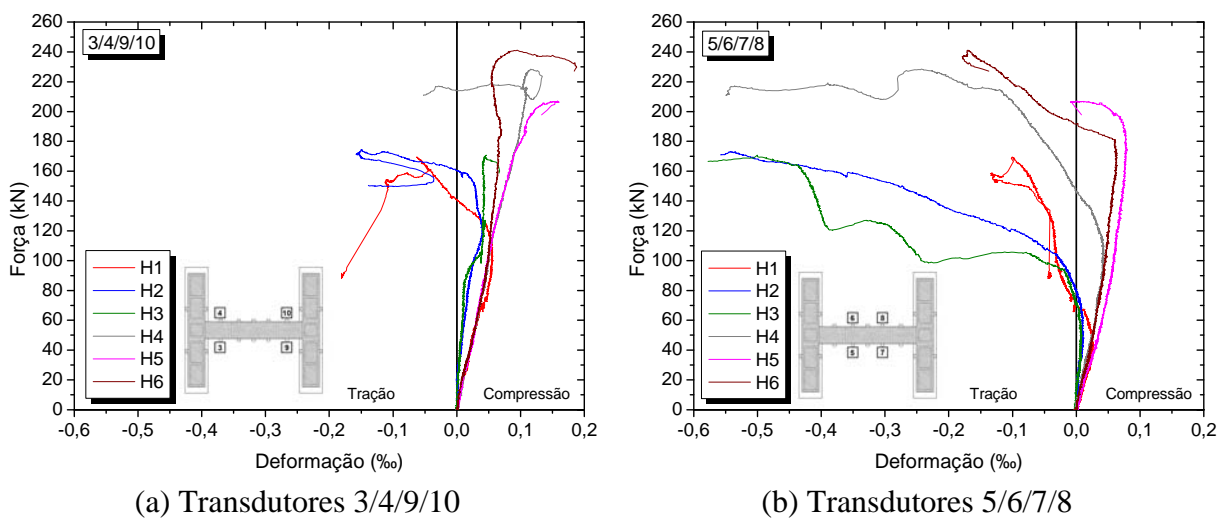


Figura 4.30 – Deformação específica da parede central – Série I.

Observa-se que as deformações específicas são de encurtamento na maior parte do ensaio. No entanto, há uma reversão desse comportamento quando a fissuração se inicia, principalmente na região central da parede (Figura 4.30b). Esse alongamento evolui até o final do ensaio e está associado, principalmente, à abertura das fissuras nas juntas horizontais de assentamento.

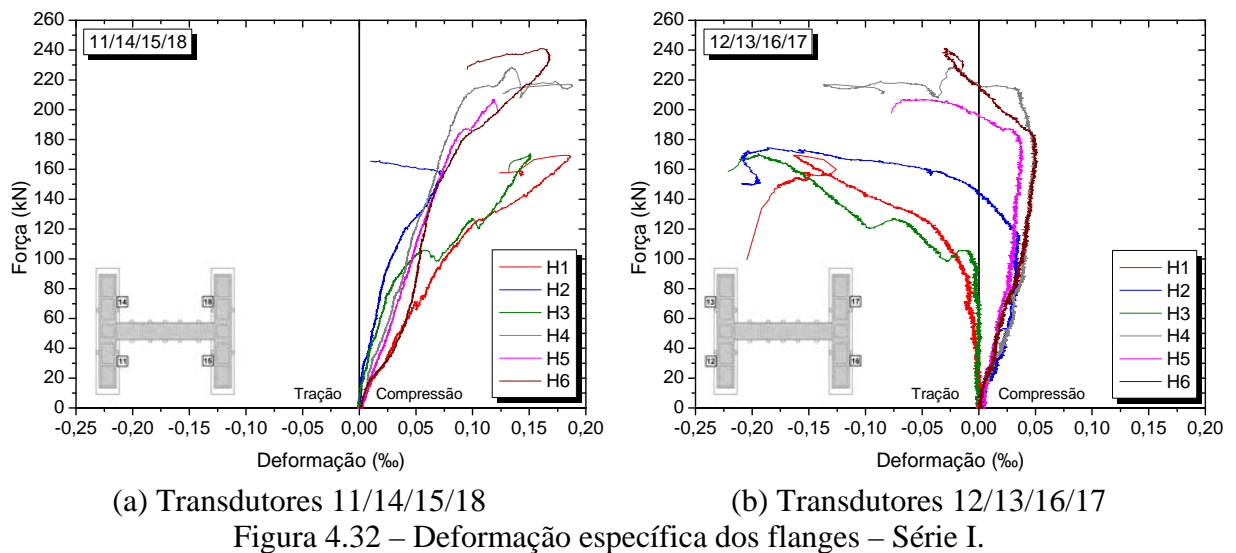
Os flanges não apresentaram grandes deformações e as fissuras visíveis ocorreram em apenas alguns modelos. As fissuras se tornaram mais evidentes ao se atingir a força última e se estenderam ao longo das juntas de argamassa na parte externa do flange. Contudo, em

alguns modelos surgiram fissuras típicas de compressão nos blocos de amarração, ver Figura 4.31.



Figura 4.31 – Padrão de fissuração dos modelos da Série I – flanges.

A Figura 4.32 apresenta as curvas força *versus* deformações específicas dos flanges. A Figura 4.32a apresenta o comportamento da parte interna dos flanges, registrado pelos transdutores 11, 14, 15 e 18. Pode-se notar que nessa região as deformações específicas foram predominantemente de encurtamento, o que era se esperar, pois a parede central estava sendo solicitada nesse sentido. A parte externa foi controlada pelos transdutores 12, 13, 16 e 17, e também apresentaram deformações específicas iniciais de encurtamento; contudo, à medida que o carregamento aumentava os equipamentos passaram a registrar alongamentos, indicando um efeito de flexão dos flanges, ver Figura 4.32b.



No instante da ruptura ocorreu a separação dos painéis, no entanto não houve desmoronamento do modelo, pois os flanges estavam estabilizados com a pré-compressão.

4.8.2 Ensaios da Série II – amarração direta – cerâmico

Nessa série foi aplicada uma força de pré-compressão de 25 kN nos flanges. Após a aplicação dessa força não foi constatada visualmente nenhuma fissura no modelo e a próxima etapa foi iniciada com a aplicação dos deslocamentos na parede central. O procedimento de aplicação dos carregamentos e controle dos instrumentos de medição foi o mesmo da Série I.

A Figura 4.33 apresenta as curvas força *versus* deslocamento da parede central dos modelos da Série II, obtidos a partir das médias das leituras realizadas pelos transdutores 1 e 2.

Essas curvas apresentaram um comportamento mais uniforme que a Série I. Verifica-se uma tendência linear no trecho correspondente à fase inicial do ensaio até aproximadamente 75% da força de ruptura, e não se observou nenhuma variação inesperada antes da ruptura.

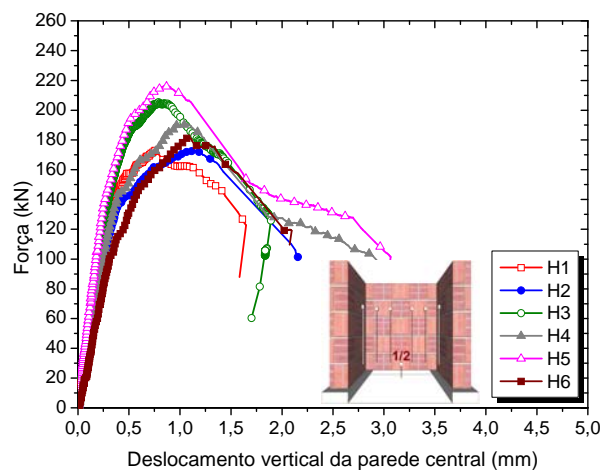


Figura 4.33 – Diagrama força *versus* deslocamento da parede central – Série II.

A Tabela 4.8 apresenta os resultados relativos aos ensaios dos seis modelos da Série II. Nessa tabela são descritos, para cada exemplar ensaiado, a força de ruptura, a resistência ao cisalhamento e os resultados dos ensaios de controle da argamassa e do prisma. Também é indicada a força referente ao surgimento das primeiras fissuras nos painéis.

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento dos modelos H – Série II.

Número do CP	F_{1fiss} (kN)	F_{rup} (kN)	τ_{vert} (MPa)	f_a (MPa)		E_a (GPa)		f_p (MPa)		E_p (GPa)	
1	70,00	172,95	0,63	3,10	3,22	6,02	6,17	3,45	3,04	3,47	3,30
2	139,00	172,69	0,63	3,42	3,24	6,42	6,20	2,72	2,84	3,23	3,23
3	150,00	205,29	0,75	2,49	2,89	5,20	5,74	3,66	4,24	2,86	3,80
4	140,00	190,80	0,70	3,35	3,38	6,34	6,38	3,40	3,03	3,55	3,41
5	160,00	216,21	0,79	2,50	2,43	5,21	5,11	3,88	3,92	3,73	3,57
6	110,00	182,12	0,67	2,45	2,67	5,15	5,45	3,62	3,27	3,50	3,49
Média	–	190,01	0,69	2,93		5,78		3,42		3,43	
DP	–	17,74	0,06	0,40		0,53		0,46		0,25	
CV (%)	–	9,34	9,34	13,64		9,15		13,59		7,28	
τ_{vk} (MPa)	–	–	0,59	–		–		–		–	

A resistência característica, o padrão de fissuração e a ruptura das interfaces das paredes da Série II se assemelharam muito aos da Série I. Isso sugere um mecanismo de ruptura das paredes com amarração direta similar para ambos os materiais. Essa ruptura ocorreu devido à concentração de tensões nos blocos da interface resultando na sua tração indireta.

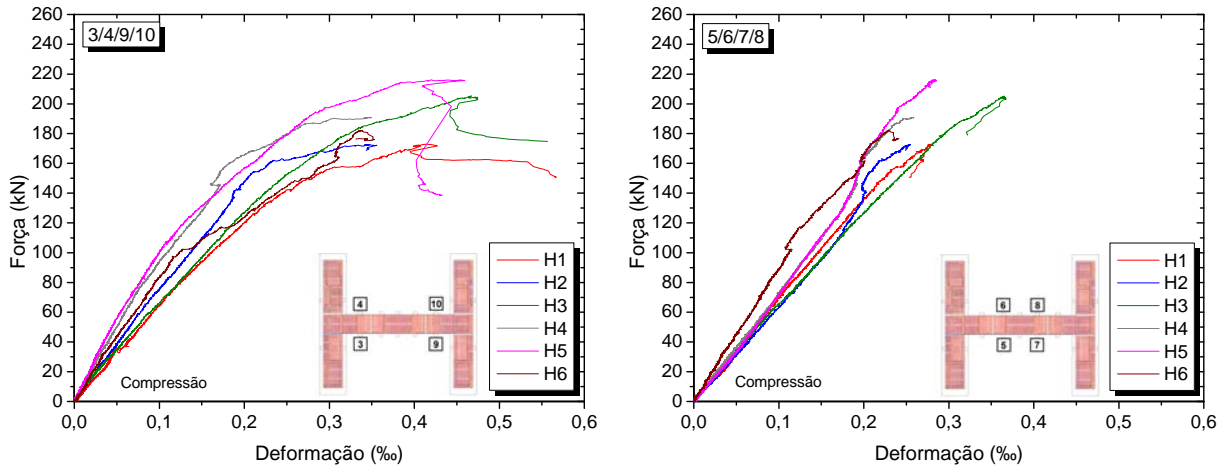
A Figura 4.34 apresenta o padrão de fissuração da Série II. As primeiras fissuras puderam ser observadas quando o carregamento central atingiu aproximadamente 50% da força última, sendo mais concentradas nas fiadas de intertravamento das paredes, onde havia maior concentração de tensões. As fissuras diagonais precederam o instante da ruptura, que ocorreu em ambos os lados quase simultaneamente.



Figura 4.34 – Padrão de fissuração dos modelos da Série II – parede central.

As curvas força *versus* deformação específica mostram a evolução das deformações medidas pelos transdutores quando a parede central do modelo é comprimida, ver Figura 4.35. Na parede central observa-se um padrão de deformação bastante homogêneo, sendo registradas apenas deformações específicas de encurtamento. Isso ocorreu porque apesar de surgirem fissuras diagonais, não houve ruptura das juntas horizontais, como ocorrera na Série I. Isso revela certa vantagem da aderência da junta horizontal da alvenaria de blocos

cerâmicos por causa do intertravamento da argamassa promovido pela sua penetração nos furos das paredes dos blocos.



(a) Transdutores 3/4/9/10

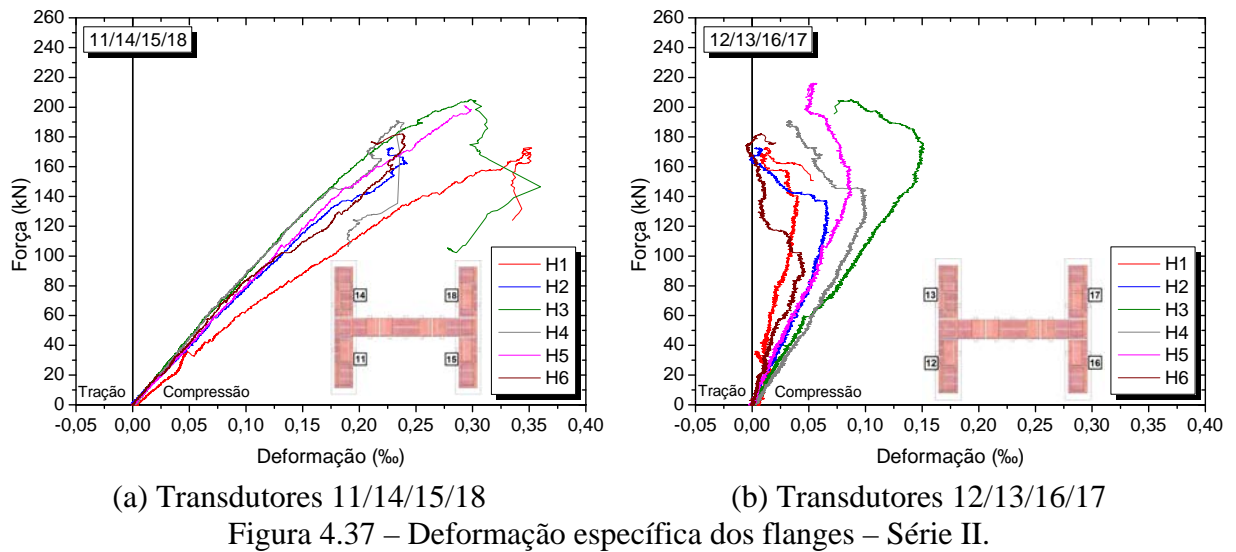
(b) Transdutores 5/6/7/8

Figura 4.35 – Deformação específica da parede central – Série II.

Os flanges apresentaram poucas fissuras em apenas alguns modelos. A maioria das fissuras foi vertical nos blocos de amarração, ver Figura 4.36. A parte interna apresentou apenas deformações específicas de encurtamento, ver Figura 4.37a. Na parte externa, as deformações iniciais foram de encurtamento, entretanto, em estágios mais avançados de carregamento houve reversão das medidas, indicando aumento da influência da flexão dos flanges, Figura 4.37b.



Figura 4.36 – Padrão de fissuração dos modelos da Série II – flanges.



4.8.3 Ensaios da Série III – amarração indireta – concreto

O procedimento de aplicação da pré-compressão nos flanges e do carregamento central foi o mesmo da Série I.

As curvas força *versus* deslocamento da parede central dos modelos da Série III estão ilustradas na Figura 4.38, considerando-se as médias das leituras realizadas pelos transdutores 1 e 2. As curvas apresentaram trecho inicial linear até próximo a 50% do carregamento último, quando houve a primeira perda de resistência. Após isso, houve um significativo aumento da força de cisalhamento ao longo do trecho não linear, ver Figura 4.38. Esse aumento na resistência ao cisalhamento da interface se deve à mobilização dos grampos que começaram a ser mais solicitados a partir desse instante.

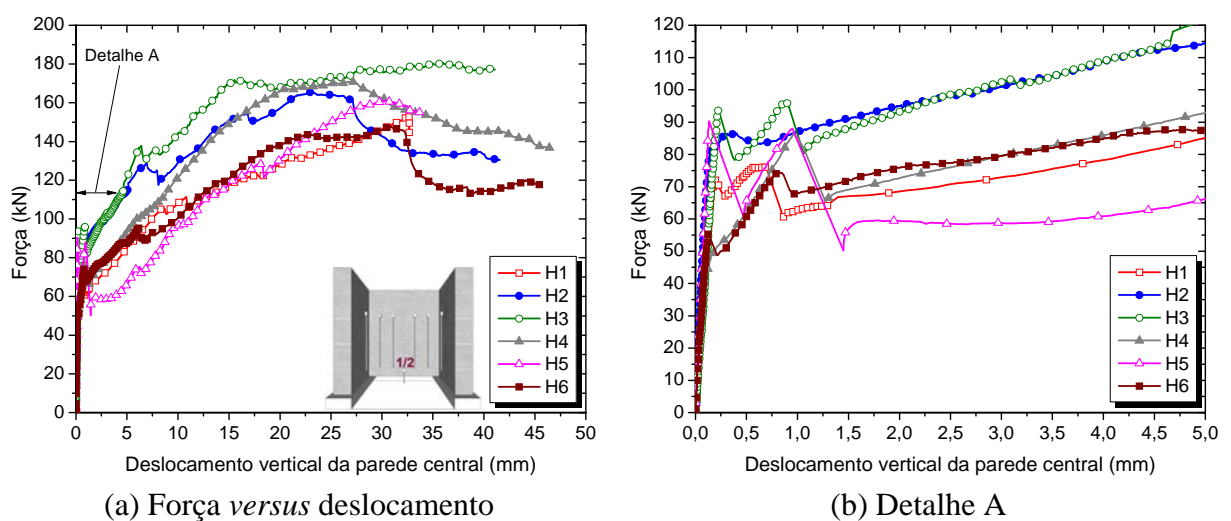


Figura 4.38 – (a) Diagrama força *versus* deslocamento da parede central – Série III; (b) detalhe do trecho linear.

A Tabela 4.9 apresenta os resultados relativos aos ensaios dos seis modelos de blocos de concreto com amarração indireta, em que foram utilizados grampos como elementos resistentes na interface. Nessa tabela, para cada exemplar ensaiado, é indicada a força ao final do trecho linear F_{linear} , que corresponde também ao instante em que as primeiras fissuras foram percebidas visualmente, a força de ruptura F_{rup} e a resistência ao cisalhamento τ_{vert} . Quanto aos ensaios de controle são apresentadas as resistências à compressão da argamassa e do prisma de três blocos (f_a e f_p) e seus respectivos módulos de elasticidade (E_a e E_p). Nessa série, a resistência ao cisalhamento foi calculada considerando-se a área de quatro fiadas, região onde os grampos estavam efetivamente atuando.

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios resistência ao cisalhamento dos modelos H – Série III.

Número do CP	F_{linear} (kN)	F_{rup} (kN)	τ_{vert} (MPa)	f_a (MPa)		E_a (GPa)		f_p (MPa)		E_p (GPa)	
1	71,08	154,19	0,70 ^(*)	2,67	2,51	5,45	5,22	5,74	6,05	10,18	8,79
2	80,97	165,55	0,75 ^(*)	3,24	3,09	6,20	6,01	4,57	5,80	8,27	7,93
3	93,56	180,63	0,82 ^(*)	3,62	4,09	6,67	7,23	4,80	–	8,41	–
4	48,90	170,84	0,78 ^(*)	4,41	3,29	7,61	6,26	–	4,66	–	5,39
5	90,30	161,02	0,73 ^(*)	3,37	3,02	6,36	5,91	4,52	5,27	9,11	9,72
6	55,43	147,60	0,67 ^(*)	3,93	3,60	7,05	6,64	6,04	5,46	10,32	9,52
Média	73,37	163,30	0,74	3,40		6,38		5,29		8,76	
DP	–	11,80	0,05	0,56		0,70		0,61		1,43	
CV (%)	–	7,23	6,13	16,50		11,04		11,55		16,34	
τ_{vk} (MPa)	–	–	0,63	–		–		–		–	

(*) Referido a área vertical correspondente a quatro fiadas.

Na Tabela 4.9 pode-se notar que a resistência ao cisalhamento apresentou valores médios e característicos praticamente iguais aos dos modelos com amarração direta. Esse comportamento foi o mesmo obtido por Camacho (2001). Cabe destacar que esse desempenho não é o mais comum para esse tipo de ligação, e de acordo com a opinião de alguns pesquisadores, a colocação de grampos metálicos em vez da solução de amarração direta deveria reduzir fortemente a resistência final do conjunto. No entanto, esse fato não foi comprovado com os blocos de concreto, mas foi observado com blocos cerâmicos, como será apresentado no item 4.8.4.

Os ensaios dessa série promoveram menor deformação da parede central em comparação aos modelos das séries anteriores com amarração direta, e como consequência, não houve fissuras significativas antes da ruptura. As fissuras se iniciaram na região de aplicação do carregamento e se prolongaram por toda a interface. Na Figura 4.39a pode ser visto que a junta vertical na interface flange-alma falhou, originando um movimento de corpo rígido da alma.

Segundo David et al. (2010), em estruturas onde a tensão tangencial tem valor significativo, o aço é submetido a deformações transversais em relação ao eixo da barra na região das fissuras. Essas deformações estão relacionadas aos mecanismos de corte e flexão das barras causados pela distorção, dando origem ao efeito de pino.

O efeito de pino do grampo de aço e o atrito por cisalhamento ao longo da superfície de ruptura foram responsáveis pelo mecanismo resistente após a fissuração. Uma significativa resistência ao cisalhamento foi mantida, mesmo depois de haver grande deslizamento da parede central. Cabe ressaltar que o efeito da armadura parece superior ao do atrito.

Ao se aproximar do carregamento último, alguns modelos apresentaram fissuras inclinadas próximas à interseção da parede central com os flanges, provavelmente relacionadas à presença do graute nessa região, ver Figura 4.39b. O tipo de ruptura dessa ligação foi dúctil, caracterizado por poucas fissuras e grande deslocamento da parede central.

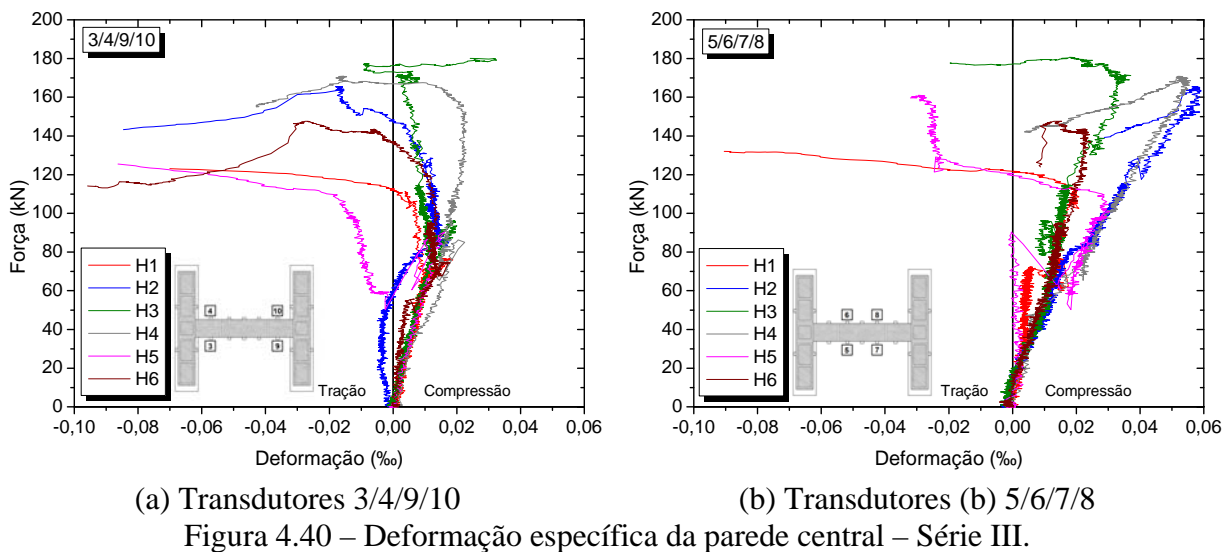


(a) Padrão de fissuração

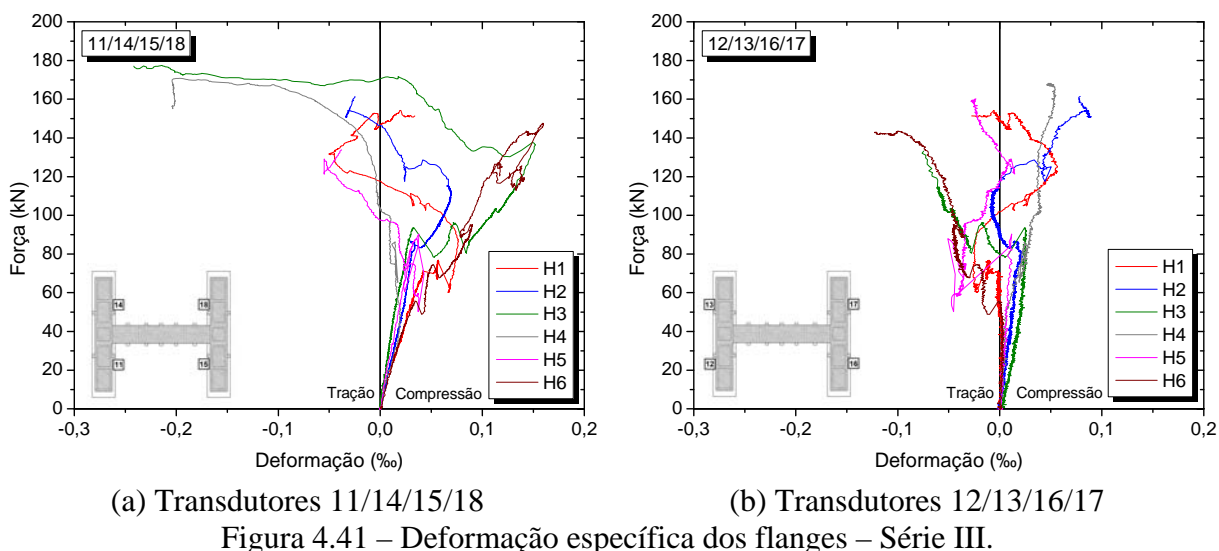
(b) Movimento de corpo rígido

Figura 4.39 – Padrão de fissuração dos modelos da Série III – parede central.

A Figura 4.40 apresenta as deformações específicas da parede central dos modelos. Nota-se que houve principalmente deformações específicas de encurtamento seguidas de um alongamento de pequena magnitude.



Os flanges não apresentaram fissuras visualmente perceptíveis. Contudo, por meio das curvas força *versus* deformação específica pode-se perceber que na região interna dos flanges houve deformações de encurtamento preponderantes (Figura 4.41a). Na região externa observa-se um encurtamento inicial seguido de um alongamento. Esse alongamento se iniciou no instante em que o modelo perdeu a resistência inicial da interface e os grampos começaram a ser solicitados, tendendo a fletir os flanges.



As curvas tensão *versus* deformação específica de cada conector dos Modelos H1 e H2 estão apresentadas na Figura 4.42. Todas as curvas dos demais modelos se encontram no APÊNDICE A. A Tabela 4.10 apresenta as leituras das deformações específicas máximas dos conectores obtidas pelos extensômetros.

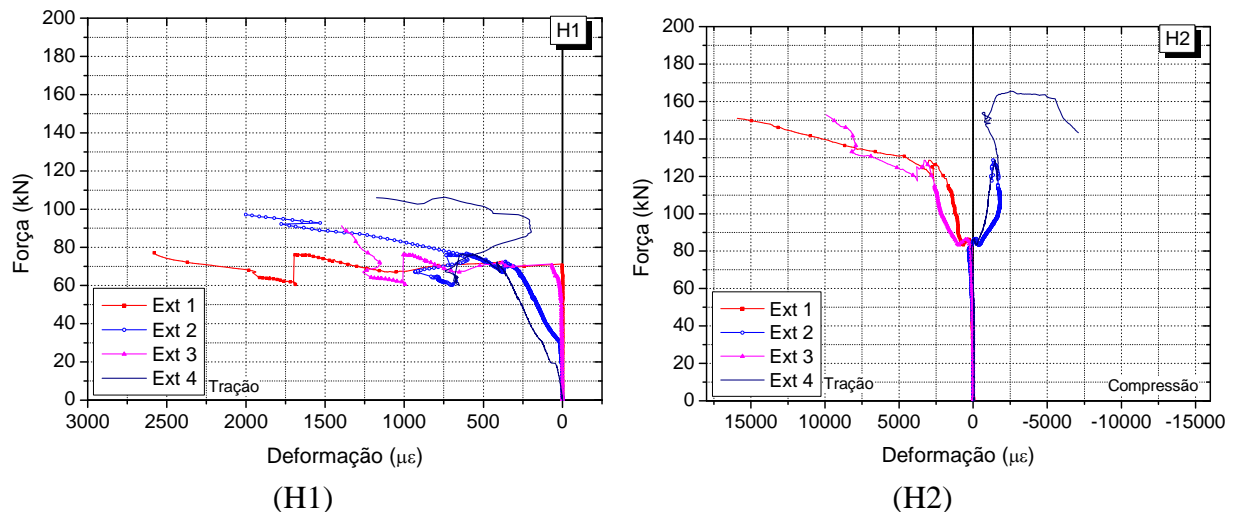


Figura 4.42 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H1 e H2.

Tabela 4.10 – Deformação específica dos grampos – Série III.

Número do modelo	Deformação específica dos grampos ($\mu\epsilon$)			
	Extensômetro 1	Extensômetro 2	Extensômetro 3	Extensômetro 4
1	2579	2001	1395	1176
2	15927*	-1364	9931*	-7098
3	5634*	15921*	13459*	14859*
4	4528*	1800	3041	10435*
5	4616*	15871*	8060*	16069*
6	884	1137	932	1600

Obs.: compressão: (-); e tração: (+).

(*) Deformação específica superior à deformação específica referente ao escoamento do aço.

Dos vinte e quatro grampos utilizados nessa série, 12 se deformaram além do limite de deformação no escoamento do aço, que foi de 3,69%, indicando que os conectores atuaram como elementos resistentes na ligação alma-flange dos modelos com blocos de concreto e o efeito de pino estava presente. Acredita-se que mais grampos tenham chegado ao limite de escoamento, embora isso não tenha sido medido, pois alguns extensômetros foram inutilizados, e não conseguiram registrar as deformações de alguns grampos durante todo o ensaio.

Na Figura 4.43 podem ser vistos os grampos na condição deformada após a ruptura. Percebe-se que tais grampos sofreram uma deformação considerável, enquanto os blocos dos flanges apresentaram um esmagamento localizado provocado pela concentração de tensões a que estavam submetidos. Cabe ressaltar que não houve sinais de ruptura por tração dos blocos dos flanges. Nos blocos da parede central houve esmagamento do graute e tração indireta dos blocos como apresentado na Figura 4.44, mas que não foram, aparentemente, os maiores responsáveis pelo colapso da ligação.



Figura 4.43 – Grampos deformados – Série III



(a) Esmagamento do graute

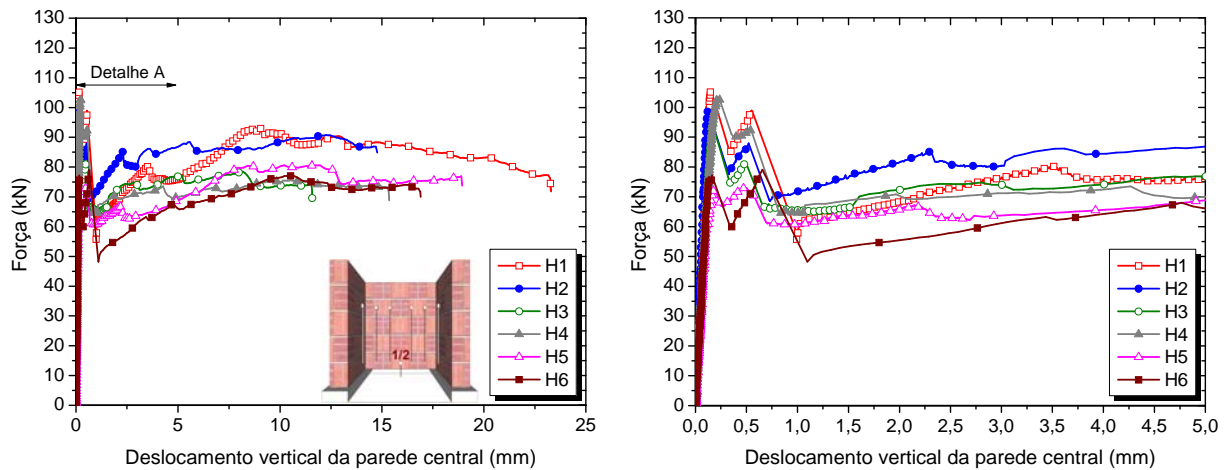
(b) Tração indireta do bloco

Figura 4.44 – Forma de ruptura dos blocos da parede central – Série III.

4.8.4 Ensaios da Série IV – amarração indireta – cerâmico

Nessa série o procedimento de aplicação da pré-compressão nos flanges e do carregamento central foi o mesmo da Série II.

Apesar da Série IV ter o mesmo padrão de ligação da Série III, elas apresentaram comportamentos distintos. A Figura 4.45 mostra as curvas força de cisalhamento *versus* deslocamento da alma obtidas das leituras nos transdutores de deslocamento 1 e 2. Nessa mesma figura, pode-se observar que o trecho inicial das curvas tem um comportamento linear até aproximadamente 100% do carregamento máximo, o que correspondeu ao instante em que as primeiras fissuras se tornaram visíveis ao longo da interseção flange-alma. No entanto, ao contrário dos modelos de blocos de concreto, após o final do trecho linear os modelos de blocos cerâmicos não adquiriram mais resistência.

(a) Diagrama Força *versus* deslocamento

(b) Detalhe A

Figura 4.45 – (a) Diagrama força *versus* deslocamento da parede central – Série IV; (b) detalhe do trecho linear.

A Tabela 4.11 apresenta os resultados dos ensaios da Série IV. Observa-se que os valores das forças que correspondem o final do trecho linear e à ruptura são praticamente coincidentes. Pode-se afirmar que nesse instante ocorreu a ruptura, pois houve um aumento significativo dos deslocamentos sem acréscimo substancial da força aplicada.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios resistência ao cisalhamento dos modelos H – Série IV.

Número do CP	F_{linear} (kN)	F_{rup} (kN)	τ_{vert} (MPa)	f_a (MPa)				E_a (GPa)				f_p (MPa)		E_p (GPa)	
1	105,45	105,45	0,42 ^(*)	3,43	3,88	6,43	6,99	4,27	4,23	3,86	3,63				
2	99,00	99,00	0,40 ^(*)	4,18	3,72	7,34	6,79	3,41	2,96	2,99	2,75				
3	94,43	94,43	0,38 ^(*)	2,54	2,68	5,27	5,45	2,32	2,34	2,98	2,85				
4	102,78	102,78	0,41 ^(*)	2,61	2,54	5,37	5,27	3,27	2,78	3,66	2,93				
5	72,24	80,59	0,32 ^(*)	2,82	3,10	5,65	6,02	2,75	3,73	3,47	3,54				
6	76,53	79,08	0,32 ^(*)	2,97	2,54	5,84	5,27	2,97	3,20	3,21	3,91				
Média	91,65	93,56	0,43	3,08				5,97				3,19		3,31	
DP	–	11,27	0,05	0,58				0,74				0,64		0,41	
CV (%)	–	12,04	12,04	18,81				12,38				20,19		12,40	
τ_{vk} (MPa)	–	–	0,32	–				–				–		–	

(*) Referido a área vertical correspondente a quatro fiadas.

O valor médio da resistência ao cisalhamento para esse tipo de ligação foi de 0,43 MPa, cerca de 62% da resistência dos modelos com amarração direta, o que significa uma redução considerável. Também nota-se que o mecanismo resistente dessas ligações não foi o mesmo da Série III.

Nessa série prevaleceram as fissuras verticais ao longo das juntas de argamassa na interseção das paredes, o que indica de maneira clara o cisalhamento na interface de ligação entre a parede central e os flanges, ver Figura 4.46a. O tipo de ruptura dessa ligação foi dúctil,

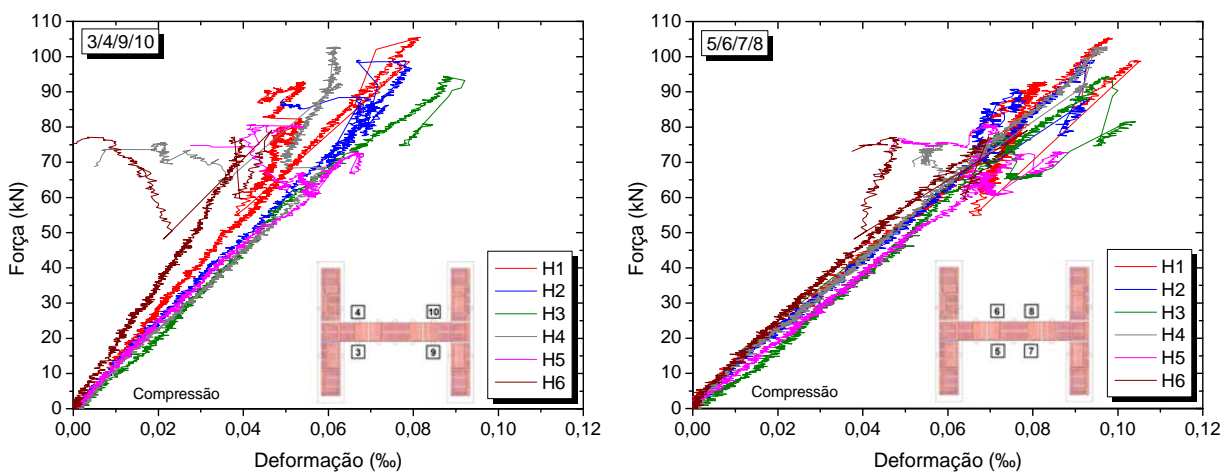
iniciando-se com o deslizamento causado pelo cisalhamento ao longo da junta vertical contínua no encontro flange-alma até o final do trecho linear. Após isso a parede central realizou intenso movimento de corpo rígido, praticamente sem fissuração como pode ser visto na Figura 4.46b.

Na Figura 4.47 pode-se notar que só houve encurtamento da parede central. As juntas de argamassa horizontais também se mantiveram íntegras na maior parte do ensaio, impedindo alongamento da parede.

As fissuras nos flanges foram visualmente imperceptíveis e os equipamentos de medição registraram apenas deformações específicas de encurtamento em ambas as faces, indicando pequenos efeitos de flexão, ver Figura 4.48.



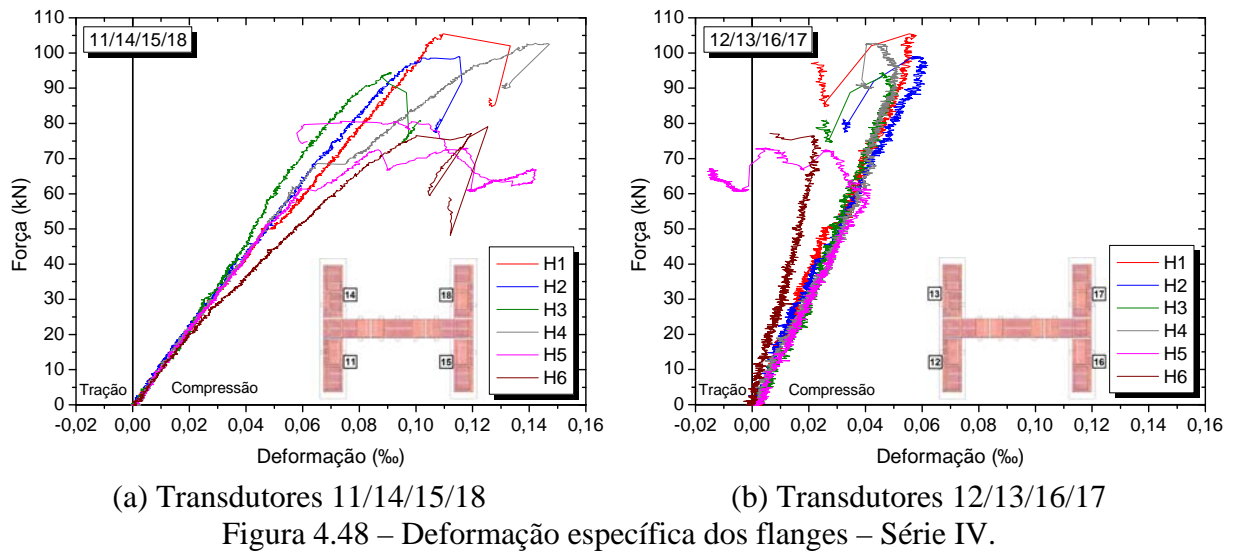
(a) Padrão de fissuração (b) Movimento de corpo rígido
 Figura 4.46 – Padrão de fissuração dos modelos da Série IV – parede central e detalhe de movimento de corpo rígido.



(a) Transdutores 3/4/9/10

(b) Transdutores (b) 5/6/7/8

Figura 4.47 – Deformação específica da parede central – Série IV.



As curvas tensão *versus* deformação específica de cada conector dos Modelos H1 e H2 estão apresentadas na Figura 4.49. Todos os gráficos de tensão *versus* deformação específica dos grampos correspondentes a cada um exemplar de painel H encontra-se no APÊNDICE A.

Na Tabela 4.12 apresentam-se as máximas deformações específicas medidas pelos extensômetros colados nos grampos. Nessa ligação o efeito de pino foi fundamental. Entretanto, não houve o escoamento da armadura, pois antes de ser atingido esse limite, os grampos rasgaram as paredes dos blocos. Observa-se que apenas um dos extensômetros registrou deformação específica maior que a deformação limite do aço.

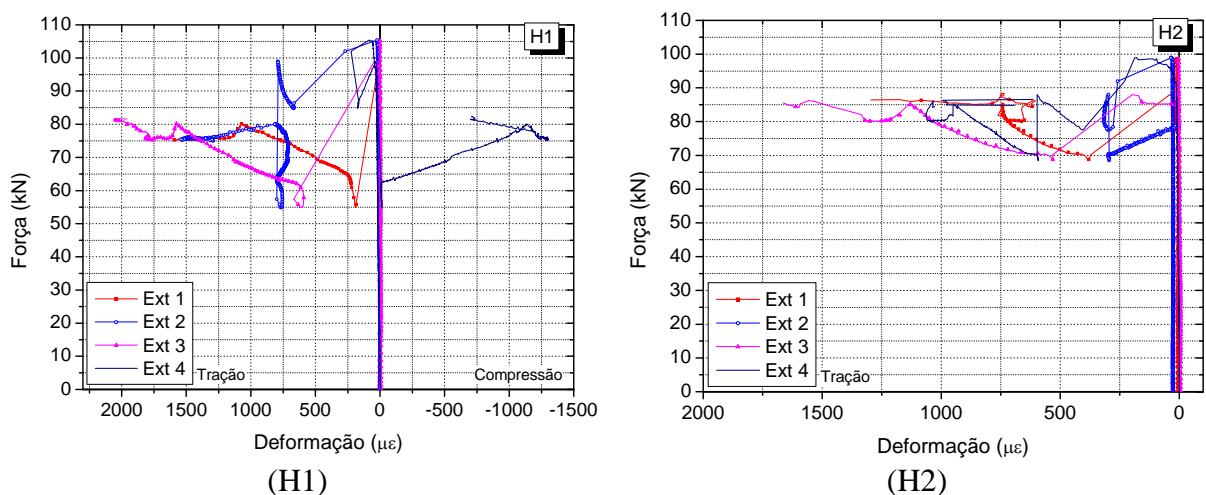


Figura 4.49 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H1 e H2.

Tabela 4.12 – Deformação específica máxima dos grampos – Série IV.

Número do modelo	Deformação específica dos grampos ($\mu\epsilon$)			
	Extensômetro 1	Extensômetro 2	Extensômetro 3	Extensômetro 4
1	1888	1539	2058	-1304
2	1295	316	1665	1064
3	569	1028	-920	1304
4	2449	1320	2135	2276
5	1461	574	4259*	845
6	-1828	1870	596	1240

Obs.: compressão: (-); e tração: (+).

(*) Deformação específica superior à deformação específica referente ao escoamento do aço.

A Figura 4.50a apresenta o grampo inserido no bloco cerâmico após a ruptura do modelo, e a Figura 4.50b apresenta a deformação de pequena magnitude do grampo. Observa-se que existe uma região de pequena resistência na ligação, onde não há a presença do graute, dessa forma, acredita-se que deslizamento da parede central ocorreu, pois os blocos do flange foram esmagados pelo grampo devido à diferença de rigidez dos dois materiais.

Vale ressaltar que esse fenômeno de esmagamento do bloco já foi relatado anteriormente nas considerações sobre o ensaio de tração indireta do bloco. Aqui, novamente verifica-se o efeito de um elemento cilíndrico sobre as paredes vazadas do bloco cerâmico.



(a) Grampo após a ruptura do modelo.



(b) Detalhe da deformação do grampo.

Figura 4.50 – Grampos deformados – Série IV.

4.9 Conclusões do capítulo

Neste capítulo foram descritos todos os procedimentos de construção e execução dos ensaios em painéis em formato H para análise das ligações de paredes em planos ortogonais, e os ensaios mecânicos do graute e do aço utilizados nos modelos com amarração indireta.

Os ensaios apresentaram resultados bastante satisfatórios, comprovando a eficiência do modelo proposto por Capuzzo Neto (2005) para determinação da resistência ao cisalhamento da interface vertical de paredes interconectadas.

Os resultados da força última, da resistência ao cisalhamento média e da resistência ao cisalhamento característica dos modelos estão apresentados resumidamente na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Resultados dos ensaios resistência ao cisalhamento dos modelos H.

Série	Material	Tipo de ligação	F_{rup} (kN)	τ_{vm} (MPa)	τ_{vk} (MPa)
I	Concreto	Amarração direta	198,58	0,72	0,60
II	Cerâmico	Amarração direta	190,01	0,69	0,59
III	Concreto	Amarração indireta com grampos	163,30	0,74*	0,63*
IV	Cerâmico	Amarração indireta com grampos	93,56	0,43*	0,32*

(*) Referido a área vertical correspondente a quatro fiadas.

Com relação à resistência ao cisalhamento máxima das paredes com blocos de concreto, pode-se concluir que não houve diferença significativa entre os dois tipos de ligação estudados. Cabe destacar que a maioria dos trabalhos consultados concluiu que a colocação de grampos metálicos implica na redução da resistência do conjunto, fato não consistente com os resultados obtidos nos modelos de blocos de concreto.

Entretanto, quanto aos modelos de blocos cerâmicos, a resistência ao cisalhamento dos modelos com amarração indireta foi cerca de 40% menor que a dos modelos com amarração direta. Acredita-se que essa redução da resistência esteja relacionada ao esmagamento dos blocos do flange pela barra de aço, devido à diferença de rigidez dos dois materiais.

Apesar da série de blocos cerâmicos com utilização de grampos em furos grauteados (Série IV) ter a sua resistência ao cisalhamento reduzida, nota-se um acréscimo de ductilidade da ligação, o que é bastante benéfico à estrutura.

O causa principal da ruptura das paredes com amarração direta foi claramente a tração indireta dos blocos. Para as paredes com amarração indireta a ruptura foi conduzida por dois mecanismos distintos. Nas paredes de blocos de concreto houve o efeito de pino promovido pelo aço, e nas paredes de blocos cerâmicos houve o esmagamento do bloco pelo aço em conjunto com tração indireta dos blocos.

5 MODELAGEM NUMÉRICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

5.1 *Considerações iniciais*

Este capítulo apresenta a modelagem computacional dos modelos ensaiados para avaliação do comportamento mecânico da ligação entre paredes.

A modelagem numérica realizada teve uma abordagem tridimensional, tanto na disposição das paredes, que eram ortogonais entre si, quanto na utilização de elementos tridimensionais. Em todos os modelos os blocos foram representados com seção maciça, salvo os blocos que tinham graute, que foram representados por seção vazada, cujos vazios foram posteriormente preenchidos no modelo computacional com outro material representando o graute. Os modelos apresentaram algumas características comuns: modelo constitutivo dos materiais, tipos de elementos, condições de contorno e algoritmos de solução. Essas características são apresentadas inicialmente. Em seguida são apresentadas as propriedades dos materiais e os aspectos relevantes para a criação da geometria e da rede de elementos finitos utilizadas em cada modelo. Foram simulados quatro modelos representativos das quatro séries ensaiadas.

Para realização das análises numéricas foi utilizado o pacote computacional Fx + Diana 9.4.4. A técnica de modelagem utilizada foi a macromodelagem para análises preliminares (ver item 4.7.1) e a micromodelagem simplificada no estudo mais aprofundado do comportamento das interfaces, que é descrita neste capítulo.

5.2 *Elementos finitos utilizados*

Os elementos finitos utilizados na geração da malha foram o HX24L, o Q24IF e o L12BE. O elemento HX24L é um elemento sólido isoparamétrico de 8 nós, 3 graus de liberdade nodais para representação das translações nas direções x, y e z (ver Figura 5.1), e função de interpolação linear, ver Equação 5.1. Esse elemento foi utilizado para gerar a rede dos blocos e do graute.

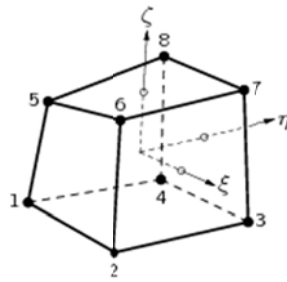


Figura 5.1 – Elemento finito HX24L usado para os blocos e grautes (DIANA, 2011).

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\zeta\xi + a_7\xi\eta\zeta \quad 5.1$$

O elemento Q24IF é um elemento finito de interface de duas camadas, cada uma com 4 nós, apropriado para modelos tridimensionais, ver Figura 5.2. Esse elemento foi utilizado para representar as juntas horizontais e verticais de argamassa. Cada nó deste elemento tem 3 graus de liberdade, os quais representam as translações nas direções x, y e z.

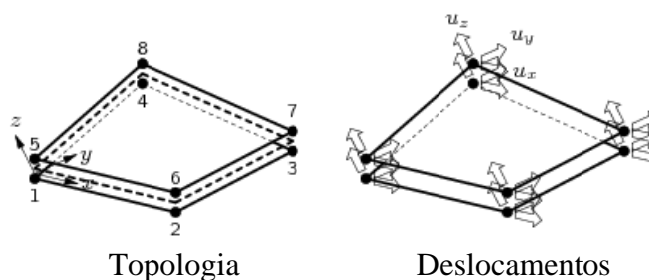


Figura 5.2 – Elemento finito Q24IF usado para representação das juntas (DIANA, 2011).

O L12BE é um elemento tridimensional de viga, de dois nós, utilizado para representar os grampos de aço. As variáveis básicas são as translações e as rotações nodais em x, y e z (ver Figura 5.3). As interpolações polinomiais para deslocamentos podem ser expressas pelas Equações 5.2, 5.3 e 5.4. Aqui cabe uma ressalva: o DIANA fornece recursos para representação de armaduras embutidas em elementos sólidos ou planos, o *reinforce*. O *reinforce* não é um elemento finito, mas um recurso do programa que permite alterar a matriz de rigidez de um elemento atravessado por ele de modo a representar o efeito da armadura que cruza o elemento finito (OLIVEIRA JR, 2012). Esse recurso é bastante interessante, pois dispensa discretização e adota o mesmo número de divisões considerado para a criação da malha de elementos finitos. Esse recurso foi utilizado nas análises iniciais, porém, sem sucesso, pois ele não permite a representação do efeito de pino, que se mostrou importante nessa simulação. Assim, optou-se pela utilização de uma armadura discreta com elemento de viga para representação desse efeito.

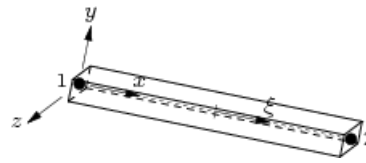


Figura 5.3 – Elemento finito L12BE usado para representação dos grampos de aço (DIANA, 2011).

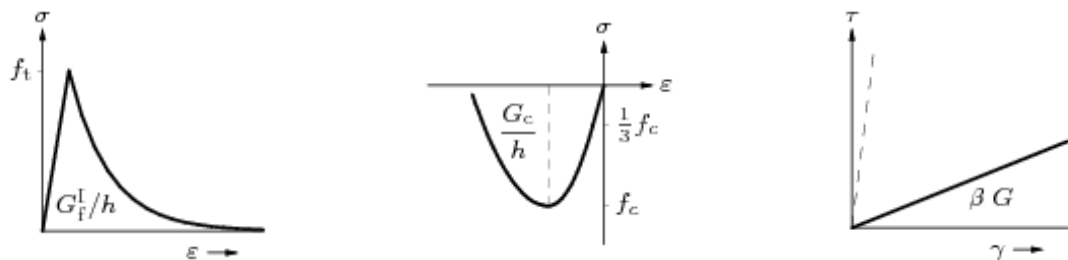
$$u_x(\xi) = a_0 + a_1\xi \tag{5.2}$$

$$u_y(\xi) = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 + b_3\xi^3 \tag{5.3}$$

$$u_z(\xi) = c_0 + c_1\xi + c_2\xi^2 + c_3\xi^3 \tag{5.4}$$

5.3 Modelos constitutivos

O modelo constitutivo atribuído aos blocos e ao graute foi o de fissuração distribuída do tipo “Deformação Total com Fissuras Fixas” com lei de amolecimento exponencial e comportamento parabólico para o concreto comprimido, ver Figura 5.4a e b. Esse modelo também leva em conta a redução na rigidez ao cisalhamento devida à fissuração, denominada nesse modelo como retenção de cisalhamento e representada pelo parâmetro β , o qual pode assumir um valor entre 0 (sem retenção) e 1 (com retenção total), ver Figura 5.4c. Esse modelo é comumente empregado em materiais frágeis ou quase-frágeis, pois possibilita representar a fissuração e a ruptura por tração e/ou por esmagamento. A especificação dos parâmetros para o modelo constitutivo dos blocos e do graute é apresentada na Tabela 5.1.



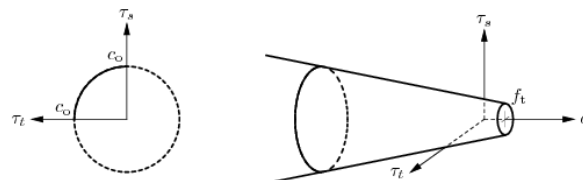
(a) Modelo de tração (b) Modelo de compressão (c) Modelo de cisalhamento

Figura 5.4 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total.

Tabela 5.1 – Especificação do modelo constitutivo para os blocos e graute.

Blocos e graute	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Material isotrópico</i>	
<i>Módulo de elasticidade (E)</i>	
<i>Coefficiente de Poisson (ν)</i>	
<i>Regime não-linear</i>	
<i>Concreto e materiais frágeis</i>	
<i>Modelo de deformação total-fissuras fixas (“Total Strain Fixed Crack”)</i>	
<i>Entrada direta</i>	
<i>Amolecimento exponencial na tração</i>	
<i>Diagrama parabólico na compressão</i>	
<i>Sem confinamento lateral</i>	
<i>Sem redução da fissuração lateral</i>	
<i>Retenção de cisalhamento constante</i>	
<i>Resistência à tração (f_t)</i>	
<i>Energia de fraturamento Modo I (G_{fl})</i>	
<i>Resistência à compressão (f_c)</i>	
<i>Energia de fraturamento na compressão (G_c)</i>	
<i>Fator de retenção de cisalhamento (β)</i>	

O modelo constitutivo empregado nas interfaces para representar as juntas verticais e horizontais foi o modelo combinado: fissuração-cisalhamento-esmagamento. Como mencionado no item 2.5.3, esse modelo de interface foi formulado por Lourenço e Rots (1997), e aperfeiçoado por Van Zijl (2000) para estados planos de tensão. Entretanto, no DIANA o critério de esmagamento por compressão ainda não foi implementado para modelos tridimensionais, ver Figura 5.5. Dessa forma, os parâmetros referentes a esse critério de ruptura foram atribuídos de acordo com os dados experimentais, porém, não tiveram influência nos resultados numéricos. A especificação dos parâmetros para o modelo constitutivo das juntas de argamassa está apresentada na Tabela 5.2.



(b) Modelo de interface tridimensional

Figura 5.5 – Modelos de interface combinado: fissuração-cisalhamento tridimensional (DIANA, 2011).

Tabela 5.2 – Especificação do modelo constitutivo para as interfaces das juntas.

Interface (juntas)	
<i>Regime elástico linear</i>	
<i>Interface</i>	
<i>Rigidez normal (k_n)</i>	
<i>Rigidez tangencial (k_t)</i>	
<i>Regime não-linear</i>	
<i>Modelo combinado: fissuração-cisalhamento-esmagamento</i>	
<i>Energia de fraturamento constante no modo II</i>	
<i>Coesão (f_{v0})</i>	
<i>Tangente do ângulo de atrito ($\tan \varphi_0$)</i>	
<i>Tangente do ângulo de dilatância ($\tan \Psi$)</i>	←
<i>Tangente do ângulo de atrito residual ($\tan \varphi_r$)</i>	
<i>Tensão normal de confinamento (σ_u)</i>	
<i>Coefficiente de degradação exponencial (δ)</i>	
<i>Resistência à tração (f_t)</i>	←
<i>Energia de fraturamento (G_f)</i>	
<i>Resistência à compressão da alvenaria (f_c)</i>	
<i>Fator de controle das tensões de cisalhamento (C_s)</i>	←
<i>Energia de fraturamento à compressão (G_{fc})</i>	
<i>Deformação plástica equivalente (k_p)</i>	

Parâmetros do atrito de Coulomb (CISALHAMENTO)

Parâmetros da tração (FISSURAÇÃO)

Parâmetros da compressão (ESMAGAMENTO)

Para o aço dos grampos foi utilizado um modelo de plasticidade do tipo von Mises, sendo o aço considerado como material elastoplástico perfeito. Os parâmetros necessários para implementação desse modelo são descritos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Especificação do modelo constitutivo para aço dos grampos.

Aço CA-50 dos grampos
<i>Regime elástico linear</i>
<i>Módulo de elasticidade (E)</i>
<i>Coefficiente de Poisson (ν)</i>
<i>Regime não-linear</i>
<i>Modelo de plasticidade de von Mises</i>
<i>Tensão de escoamento (f_y)</i>

5.4 Condições de contorno

Em virtude de os modelos físicos serem simétricos, apenas metade foi representada no modelo computacional. Para aplicar a condição de simetria, os nós dos elementos pertencentes ao plano de simetria foram restringidos na direção x e os nós do eixo de simetria foram restringidos na direção x e y, ver Figura 5.6.

Na definição das condições de apoio dos modelos, os deslocamentos da base dos flanges foram restringidos na direção z e a parede central esteve livre em todas as direções, conforme aconteceu no ensaio.

O primeiro carregamento aplicado foi a pré-compressão nos flanges, conforme ocorreu no ensaio. Nos modelos das séries de blocos de concreto (I e III) essa pré-compressão foi de 0,33 MPa. Nas séries de blocos cerâmicos esse valor foi 0,24 MPa. Esses valores são correspondentes à pré-compressão na área líquida aplicada nos ensaios (0,6 MPa), mas aqui transformada para área bruta.

Em seguida, deslocamentos verticais foram impostos a todos os nós do topo da parede central. Os valores dos incrementos de deslocamentos variaram de acordo com o modelo e serão apresentados nos itens subsequentes.

A Figura 5.6 apresenta: (a) o modelo de simetria; (b) a aplicação da pré-compressão nos flanges; (c) a imposição do deslocamento vertical na parede central e (d) as condições de apoio e simetria. Vale ressaltar que a disposição dos blocos, bem como a malha de elementos finitos, variou de acordo com o material do bloco e com o tipo de amarração.

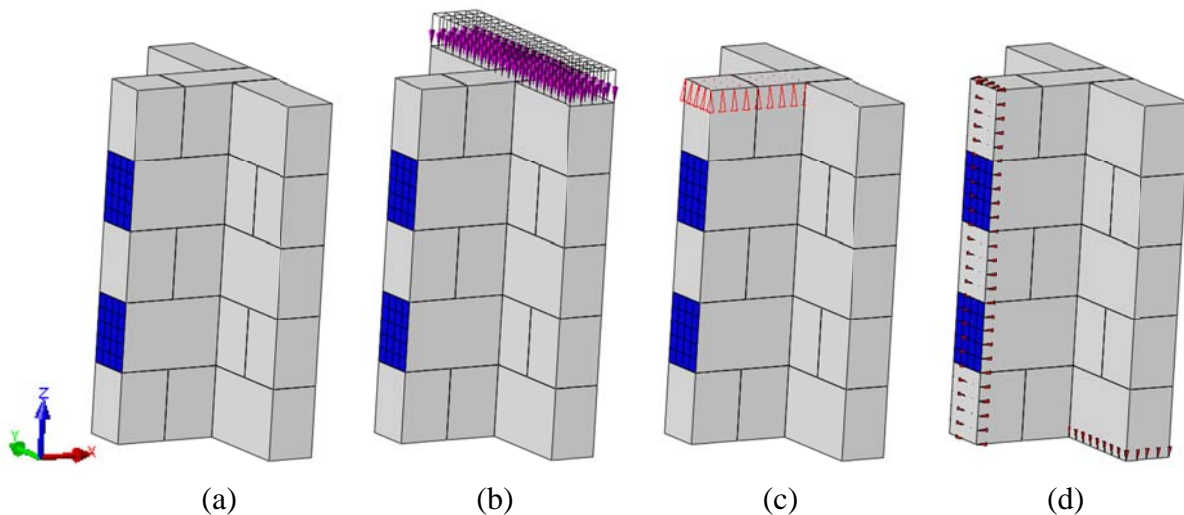


Figura 5.6 – (a) Representação da simetria; (b) aplicação da pré-compressão; (c) imposição do deslocamento e (d) condições de apoio e simetria.

5.5 Método de solução e critério de convergência

O sistema de equações não-lineares gerado pelo DIANA foi solucionado pelo método BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb, Shanno), um método quase-Newton tipo Secante. Para acelerar a convergência foi habilitada a rotina interna de busca linear do

programa (“*Line Search*”). A análise foi realizada com controle de deslocamentos, sendo a convergência atingida quando satisfeita a norma de deslocamento. A tolerância adotada foi 10^{-2} , valor sugerido automaticamente pelo DIANA.

5.6 Descrição dos modelos

5.6.1 Modelo I – blocos de concreto e amarração direta

O Modelo I consistiu em representar os ensaios da Série I. As dimensões do modelo foram as mesmas do modelo experimental, salvo as adaptações realizadas para considerar as unidades expandidas e as juntas com espessura zero. A malha de elementos finitos resultou em 4284 elementos e 5760 nós. A dimensão máxima para cada elemento desse modelo foi de 40 mm. Na Figura 5.7 são mostrados separadamente os componentes do modelo numérico.

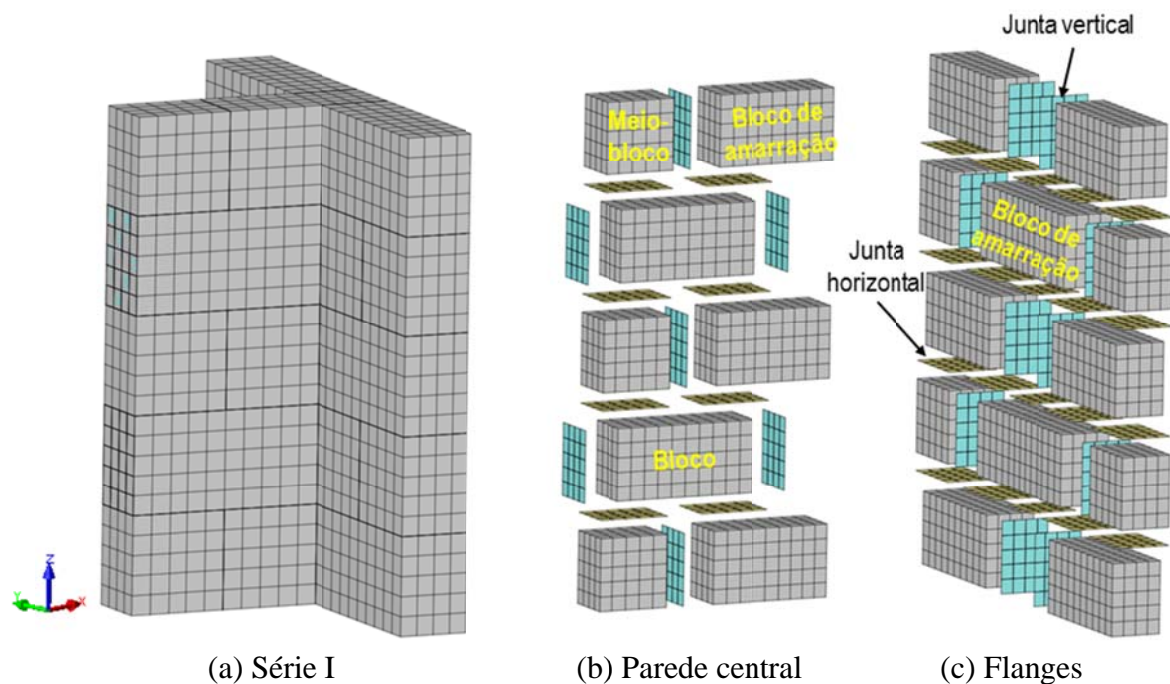


Figura 5.7 – Rede de elementos finitos – Série I.

A Tabela 5.4 resume os valores das propriedades utilizadas na definição dos modelos. As propriedades mecânicas dos materiais adotadas na modelagem numérica foram obtidas por meio dos ensaios de caracterização realizados em laboratório e descritos no Capítulo 3. Porém, algumas propriedades, que não se conseguiu obter experimentalmente, foram calibradas por meio do ajuste dos resultados numéricos com os resultados experimentais.

Tabela 5.4 – Propriedades dos materiais do Modelo I.

Modelo combinado: Fissuração-Cisalhamento-Esmagamento			Modelo de deformação total	
Propriedade	Junta Horizontal	Junta Vertical	Propriedade	Bloco/Alvenaria
k_n (MPa/mm)	5,00	5,00	E (GPa)	8,17
k_t (MPa/mm)	21,97	5,00	ν	0,20
f_{v0} (MPa)	0,23	0,17	f_t (MPa)	0,57
$\tan \varphi_0$	0,50	0,57	G_{fl} (MPa·mm)	0,12
$\tan \Psi$	0,82	0	f_c (MPa)	5,16
$\tan \varphi_r$	0,40	0	G_c (MPa·mm)	5,00
σ_u (MPa)	-1,37	0	β	0,10
δ	4,33	0		
f_i (MPa)	0,16	0,20		
G_{fl} (MPa·mm)	0,05	0,05		
G_{fll} (MPa·mm)	0,22	0,22		
f_c (MPa)	5,16	5,16		
C_s	4,00	4,00		
G_{fc} (MPa·mm)	11,64	11,64		
k_p	$2,21 \times 10^{-3}$	$2,21 \times 10^{-3}$		

Vale ressaltar que para as propriedades referentes à compressão das unidades foram utilizados os resultados dos prismas, uma vez que os resultados dos blocos tornariam o modelo muito rígido, já que as juntas foram representadas com espessura nula.

Nesta série o deslocamento vertical imposto no topo da parede central foi de 5 mm, dividido em 500 incrementos de igual valor (0,01 mm).

5.6.2 Modelo II – blocos cerâmicos e amarração direta

O Modelo II corresponde a Série II de ensaios em painéis de formato H. Esse modelo foi discretizado com elementos de tamanho máximo de 40 mm, resultando em uma rede de 3588 elementos e 4860 nós (ver Figura 5.8).

As propriedades dos materiais do Modelo II são apresentadas na Tabela 5.5. Com exceção da coesão e do ângulo de atrito da junta vertical, todas as propriedades obtidas experimentalmente foram utilizadas no modelo numérico.

Os resultados experimentais desses parâmetros citados não foram representativos para o painel H. Isso se refletiu principalmente no Modelo IV, em que tais parâmetros são de grande importância, como será visto no item 5.7.4. Vale ressaltar que não existe um ensaio padronizado para determinação da resistência ao cisalhamento das juntas verticais. Dessa forma, no ensaio de caracterização dessas juntas foram utilizadas as recomendações da EN 1052-3:2002, que trata das juntas horizontais. Essa medida paliativa pode não ser a mais adequada, pois o modelo executado para o ensaio das juntas verticais está mais suscetível aos efeitos da flexão devido à sua geometria, o que gera resultados menos precisos. Assim,

optou-se por calibrar essas duas propriedades e as que não foram obtidas experimentalmente, para serem usadas no modelo numérico.

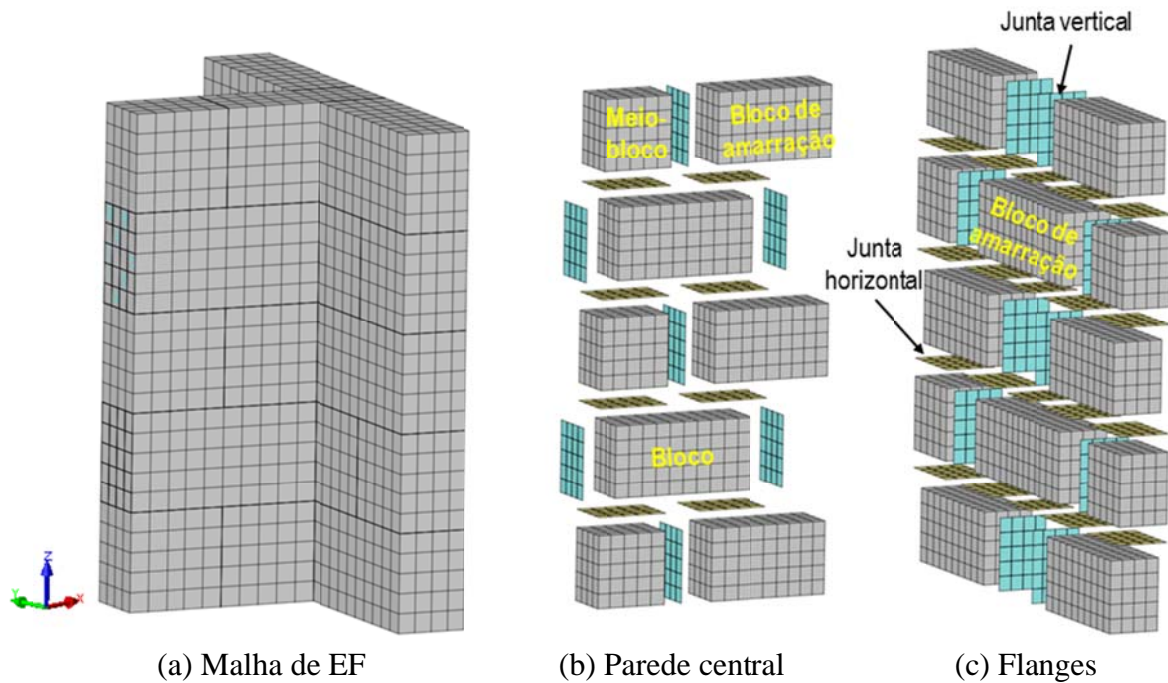


Figura 5.8 – Rede de elementos finitos – Série II

Tabela 5.5 – Propriedades dos materiais do Modelo II.

Modelo combinado: Fissuração-Cisalhamento-Esmagamento			Modelo de deformação total	
Propriedade	Junta Horizontal	Junta Vertical	Propriedade	Bloco
k_n (MPa/mm)	11,20	7,00	E (GPa)	3,15
k_t (MPa/mm)	11,20	7,00	ν	0,15
f_{v0} (MPa)	0,18	0,25	f_t (MPa)	0,53
$\tan \varphi_0$	0,29	0,40	G_{fl} (MPa·mm)	0,13
$\tan \Psi$	1,72	0,40	f_c (MPa)	3,05
$\tan \varphi_r$	0,29	0,40	G_c (MPa·mm)	5,00
σ_u (MPa)	-1,37	-1,37	β	0,01
δ	0	1,00		
f_i (MPa)	0,19	0,40		
G_{fl} (MPa·mm)	0,02	0,05		
G_{flI} (MPa·mm)	0,22	0,22		
f_c (MPa)	3,05	3,05		
C_s	4,00	4,00		
G_{fc} (MPa·mm)	5,00	5,00		
k_p	$1,00 \times 10^{-3}$	$1,00 \times 10^{-3}$		

No processamento da análise não-linear do Modelo II o deslocamento vertical imposto foi aplicado em 200 incrementos de valor igual 0,01 mm no topo da parede central, seguidos de 1000 incrementos de 0,001 mm, totalizando 3 mm.

5.6.3 Modelo III – blocos de concreto e amarração indireta

O Modelo III foi referente à Série III de blocos de concreto com amarração indireta mediante o emprego de grampos. A rede de elementos finitos desse modelo foi composta por 15130 elementos e 18355 nós. A dimensão máxima dos elementos foi de 25 mm.

Esse modelo difere em alguns aspectos dos anteriores. Além da geometria, esse modelo tem outros componentes, como o graute e o grampo localizados na região da interface (ver Figura 5.9). Nesse modelo alguns blocos tiveram um de seus furos representados por seção vazada, pois eram os furos nos quais estavam inseridos os grampos e o graute.

Nas primeiras análises não foi possível obter comportamento similar à curva obtida experimentalmente, pois havia uma ruptura localizada nos elementos adjacentes aos grampos metálicos. A solução encontrada para que o aço pudesse ser solicitado foi majorar a energia de fraturamento na tração e na compressão dos elementos imediatamente abaixo dos grampos. A Tabela 5.6 apresenta as propriedades dos materiais do Modelo III.

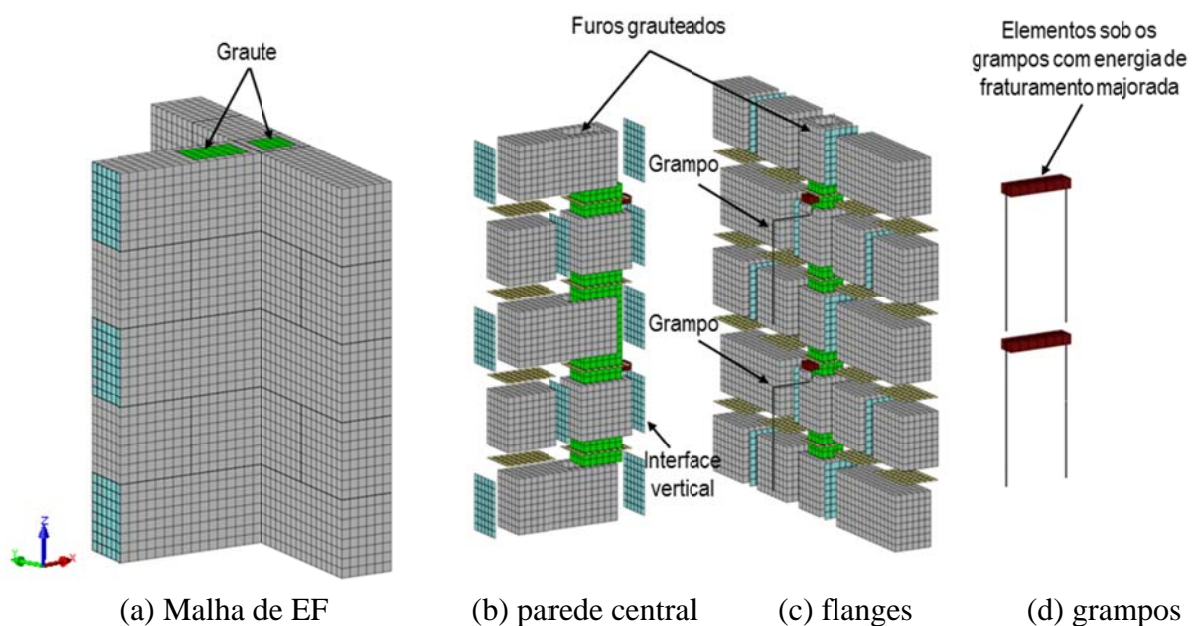


Figura 5.9 – Rede de elementos finitos – Série III.

Os furos grauteados foram modelados com as dimensões da seção líquida. Assim, para esses elementos foram atribuídas propriedades relativas à área líquida.

Tabela 5.6 – Propriedades dos materiais dos blocos e do graute do Modelo III.

Modelo combinado: Fissuração-Cisalhamento-Esmagamento			Modelo de deformação total				
Propriedade	Junta Horizontal	Junta Vertical	Propriedade	Bloco (A_{bruta})	Bloco (A_{liq})	Graute	Elementos enrijecidos
k_n (MPa/mm)	5,00	5,00	E (GPa)	8,17	14,86	35,81	35,81
k_t (MPa/mm)	21,97	5,00	ν	0,20	0,20	0,20	0,20
f_{v0} (MPa)	0,23	0,17					
$\tan \varphi_0$	0,50	0,57	f_t (MPa)	0,57	0,96	3,45	3,45
$\tan \Psi$	0,82	0					
$\tan \varphi_r$	0,40	0	G_{fl} (MPa·mm)	0,12	0,50	1,00	10,00
σ_u (MPa)	-1,37	0					
δ	4,33	0	f_c (MPa)	5,16	9,38	39,52	39,52
f_t (MPa)	0,16	0,20					
G_{fl} (MPa·mm)	0,05	0,05	G_c (MPa·mm)	5,00	10,00	30,00	300,00
G_{fl} (MPa·mm)	0,22	0,22					
f_c (MPa)	5,16	5,16	β	0,10	0,10	0,10	0,10
C_s	4,00	4,00					
G_{fc} (MPa·mm)	11,64	11,64					
k_p	$2,21 \times 10^{-3}$	$2,21 \times 10^{-3}$					

Os parâmetros do aço determinados experimentalmente foram: o módulo de elasticidade igual a 198,00 GPa e a resistência ao escoamento igual a 572,00 MPa. Para o coeficiente de Poisson foi adotado o valor nominal igual a 0,30.

O deslocamento vertical imposto no topo da parede central deste modelo foi de 50 mm, dividido em 160 incrementos de igual valor (0,1 mm) seguidos de 3400 incrementos de 0,01 mm.

5.6.4 Modelo IV – blocos cerâmicos e amarração indireta

O Modelo IV foi representativo dos painéis H de blocos cerâmicos com amarração indireta. Esse modelo é semelhante ao Modelo III (ver Figura 5.10), exceto pelos elementos enrijecidos abaixo dos grampos que não foram necessários, pois nesse modelo os grampos não desenvolveram concentração de tensões nos blocos. A rede de elementos finitos da Série IV resultou em 4878 nós e 3660 elementos de no máximo 40 mm de lado.

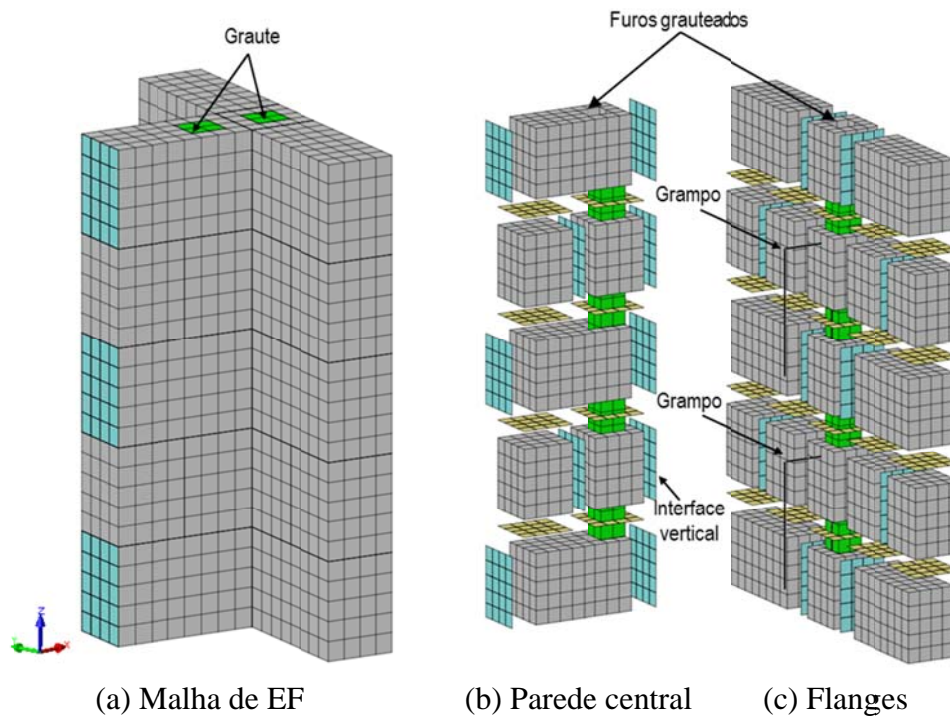


Figura 5.10 – Rede de elementos finitos – Série IV

A Tabela 5.7 apresenta as propriedades dos materiais do Modelo IV. As propriedades do aço foram as mesmas utilizadas no Modelo III, e as propriedades das juntas e dos blocos as mesmas do Modelo II.

Tabela 5.7 – Propriedades dos materiais da Série IV.

Modelo combinado: Fissuração-Cisalhamento-Esmagamento			Modelo de deformação total		
Propriedade	Junta Horizontal	Junta Vertical	Propriedade	Bloco	Graute
k_n (MPa/mm)	11,20	7,00	E (GPa)	3,15	25,71
k_t (MPa/mm)	11,20	7,00	ν	0,15	0,20
f_{v0} (MPa)	0,18	0,25	f_t (MPa)	0,53	2,57
$\tan \varphi_0$	0,29	0,40	G_{fl} (MPa·mm)	0,13	0,50
$\tan \Psi$	1,72	0,40	f_c (MPa)	3,05	26,43
$\tan \varphi_r$	0,29	0,40	G_c (MPa·mm)	5,00	15,00
σ_u (MPa)	-1,37	-1,37	β	0,01	0,10
δ	0	1,00			
f_i (MPa)	0,19	0,40			
G_{fl} (MPa·mm)	0,02	0,05			
G_{flI} (MPa·mm)	0,22	0,22			
f_c (MPa)	3,05	3,05			
C_s	4,00	4,00			
G_{fc} (MPa·mm)	5,00	5,00			
k_p	$1,00 \times 10^{-3}$	$1,00 \times 10^{-3}$			

Às regiões do bloco no entorno dos furos grauteados foram atribuídas propriedades relativas área bruta que é o mais representativo, uma vez que as paredes dos blocos do modelo físico apresentam vazios que não foram representados pelo modelo numérico.

Nessa série o deslocamento vertical imposto no topo da parede central foi de 25 mm, dividido em 250 incrementos de igual valor (0,1 mm).

5.7 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Como resultados numéricos de cada modelo, tem-se: a curva força *versus* deslocamento da parede central, a força de ruptura, a distribuição das tensões principais e de cisalhamento nos blocos e na interface vertical entre as paredes, a distribuição de tensões no grampo de aço e o panorama de fissuração dos blocos. Esses resultados serão apresentados em comparação com o resultado experimental, sempre que possível reportando-se às figuras das análises experimentais.

5.7.1 Série I e Modelo I

A Figura 5.11a apresenta as curvas experimentais e numéricas de força *versus* deslocamento da parede central, e a Figura 5.11b os valores de força última individual e média dos painéis da Série I (experimental) e do Modelo I (numérico).

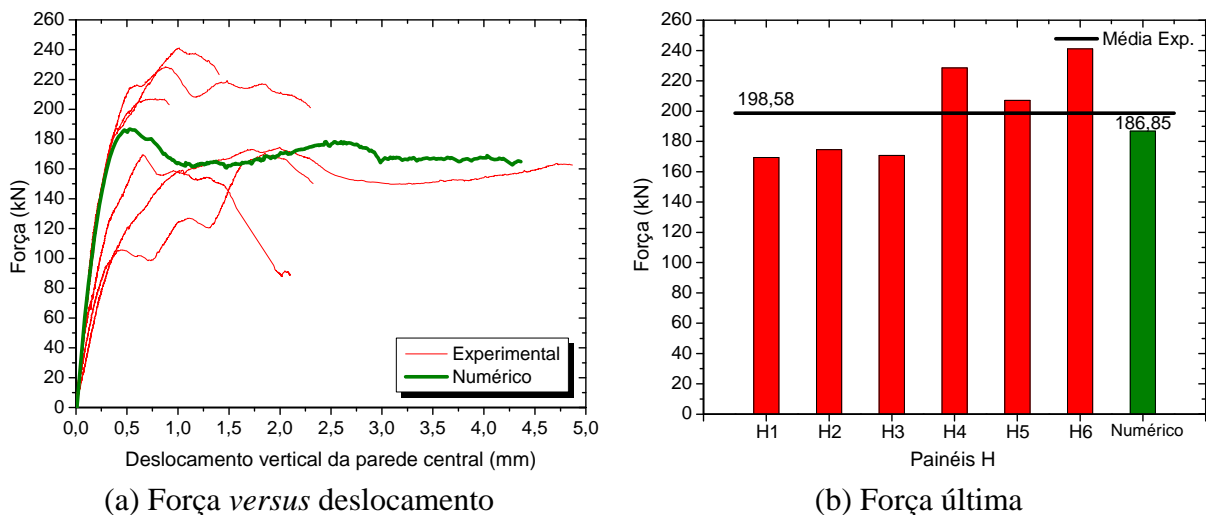


Figura 5.11 – Curva força *versus* deslocamento da parede central e força última dos modelos (Série I e Modelo I).

Observa-se que a curva do modelo numérico representou bem o comportamento do modelo experimental no que diz respeito à força última, pois a diferença entre essas forças obtidas por ambos os modelos foi de apenas 5,9% em relação à média das forças máximas

obtidas em cada ensaio da Série I. As curvas experimentais e numérica apresentaram comportamentos semelhantes, principalmente no trecho elástico-linear, como esperado.

A Figura 5.12 apresenta a distribuição final dos deslocamentos verticais no Modelo I, bem como a deformada obtida a partir desses deslocamentos. Nesse aspecto, o Modelo I também foi representativo, pois foi capaz de reproduzir a separação das paredes na interface, apresentando menores deformações junto à interface vertical em comparação às deformações no meio da parede central, como de fato aconteceu no ensaio, ver Figura 4.30.

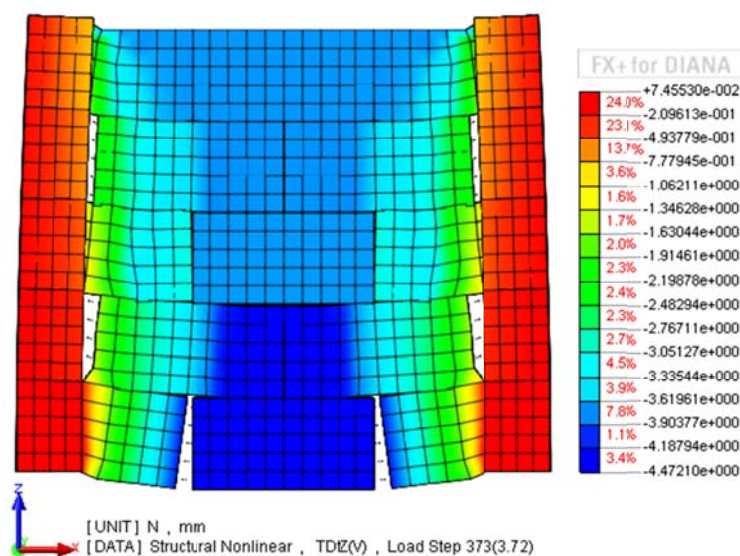
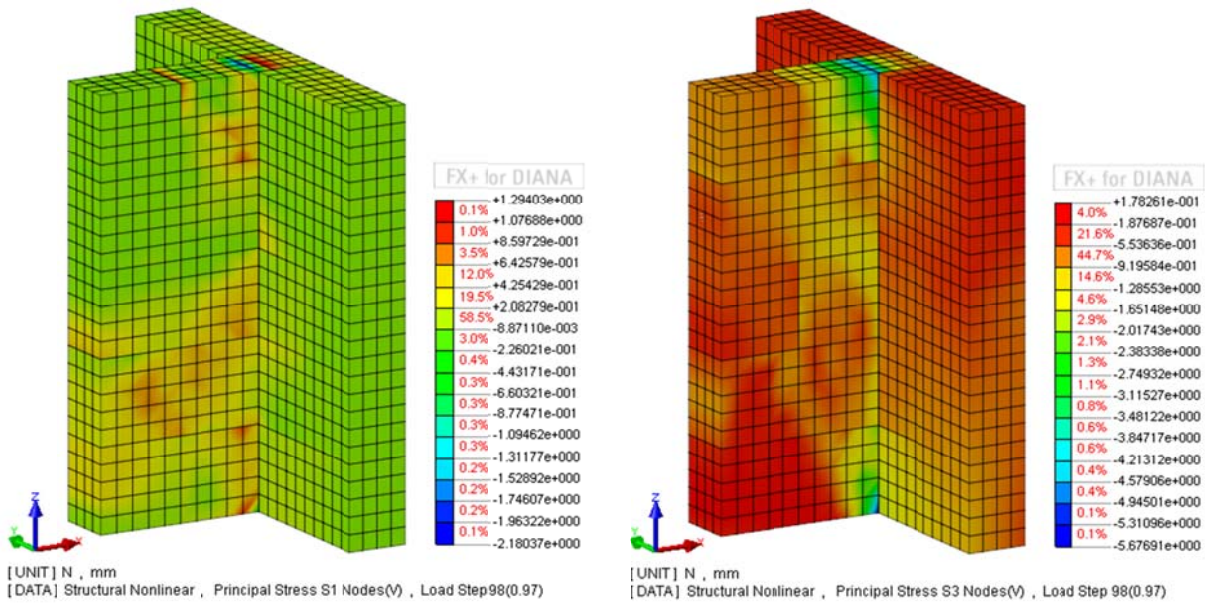


Figura 5.12 – Deslocamentos do modelo I.

A Figura 5.13 apresenta as tensões principais máximas e mínimas obtidas para o Modelo I no passo de carga correspondente ao instante da ruptura (passo 98). É possível verificar que as tensões máximas ocorreram próximas à região da interface vertical enquanto que a tensão mínima ocorreu no canto inferior da parede central. Ambas as tensões máximas já apresentavam valores próximos aos limites de resistência do bloco nesse instante. Isso indica um comportamento combinado de esmagamento do bloco inferior e tração dos blocos superiores.

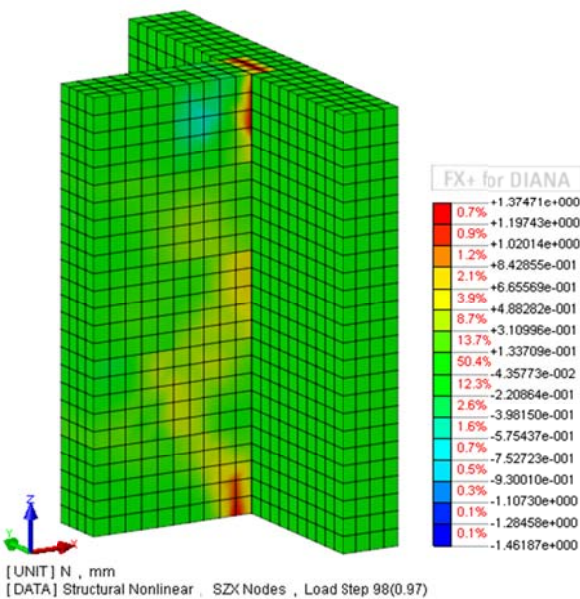


(a) Tensões principais máximas

(b) Tensões principais mínimas

Figura 5.13 – Tensões principais σ_1 e σ_3 .

A Figura 5.14a ilustra as tensões de cisalhamento concentradas na região junto à interface no instante da ruptura, mesmo local onde ocorreram as fissuras de cisalhamento observadas nos ensaios (Figura 5.14b). A Figura 5.15a apresenta um corte no plano da interface vertical entre as paredes, e na Figura 5.15b é mostrada a distribuição das tensões cisalhantes nos blocos ao longo da altura da interface, que apresentou um valor máximo de 1,66 MPa.



(a) Tensões de cisalhamento nos blocos



(b) Fissuras de cisalhamento na interface

Figura 5.14 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} nos elementos dos blocos e fissuras no modelo físico.

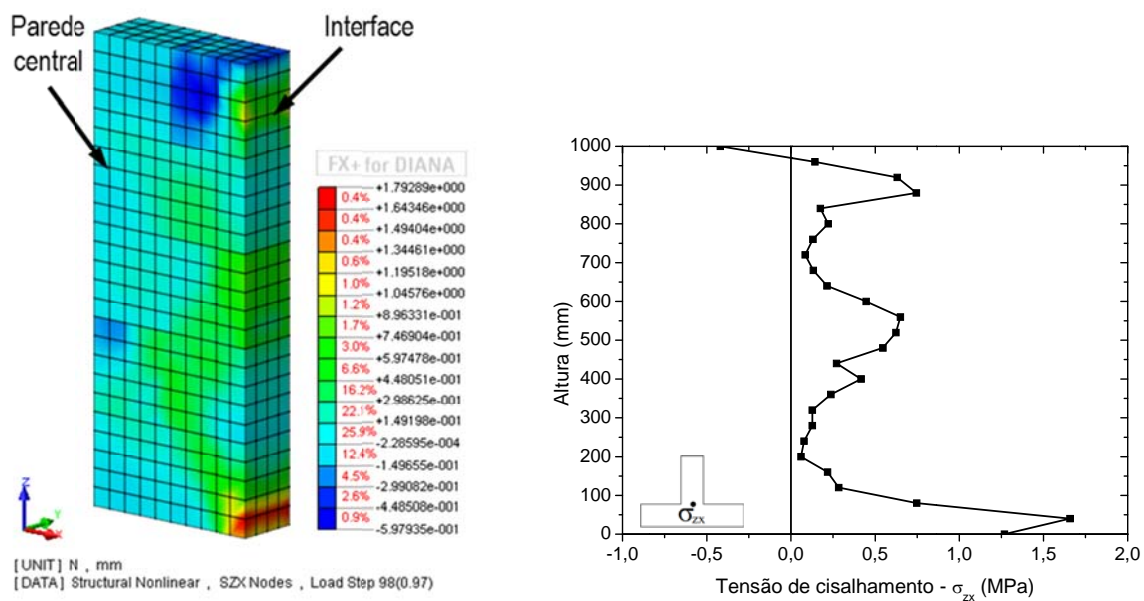
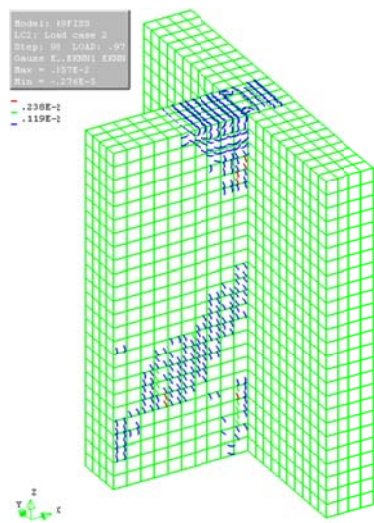
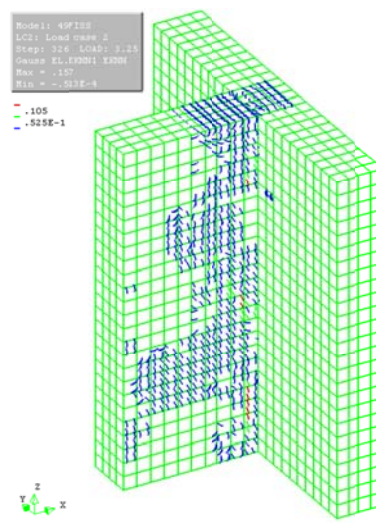


Figura 5.15 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} nos blocos e no elemento central da interface.

A Figura 5.16 mostra a evolução do panorama de fissuração da parede central. Duas situações são mostradas, a primeira relativa ao passo de carga da força última (passo 98) e o segundo relativo ao último passo de carga que apresentou convergência. Como mostra a Figura 5.16a, na instante da ruptura já havia inúmeras fissuras na parede central que evoluíram até o final da simulação, ver Figura 5.16b, exatamente como ocorrido no ensaio (Figura 5.16c). Deve-se atentar para o fato de que a fissuração adotada no modelo computacional é distribuída, enquanto no modelo físico é discreta.



(a) Passo da força última



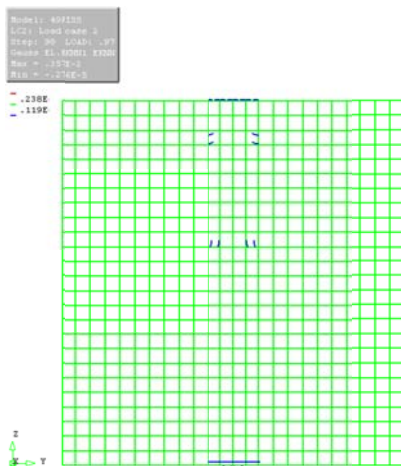
(b) Último passo de convergência



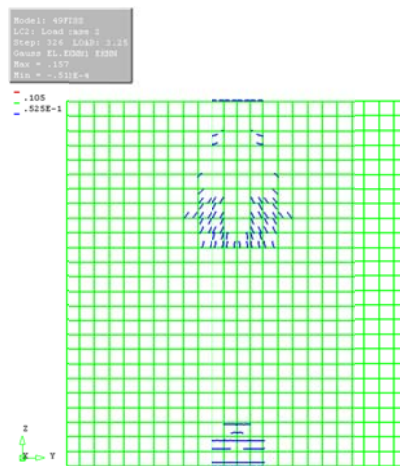
(c) Fissuração no modelo físico

Figura 5.16 – Panorama de fissuração – parede central.

A evolução da fissuração dos flanges está apresentada na Figura 5.17. Mais uma vez o Modelo I representou bem o ensaio, apresentando poucas fissuras no instante da ruptura com pouca evolução até o final, fissuras essas localizadas na mesma altura que as observadas no ensaio, ver Figura 5.17c.



(a) Passo da força última



(b) Último passo de convergência



(c) Fissuração no modelo físico

Figura 5.17 – Panorama de fissuração – flanges.

5.7.2 Série II e Modelo II

A Figura 5.18 apresenta as comparações entre a Série II e o Modelo II, no que se refere à força última e à curva força *versus* deslocamento da parede central. Verifica-se uma diferença de apenas 2,5% entre a força obtida numericamente e a média das forças de ruptura obtida experimentalmente, o que indica uma boa representação desse parâmetro. Nota-se também a boa representação do comportamento pós-pico pelo modelo numérico.

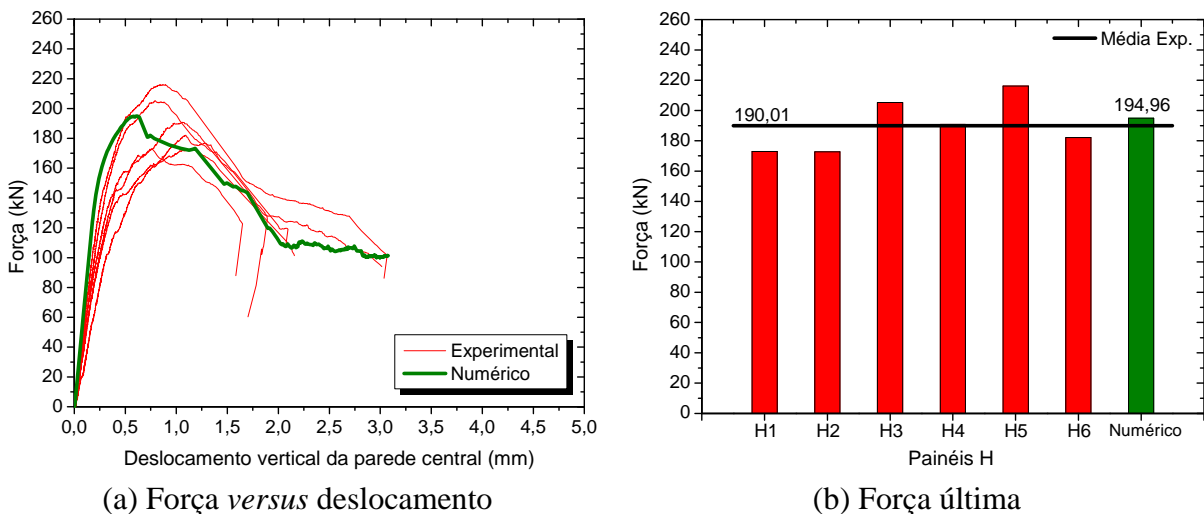


Figura 5.18 – Curva força *versus* deslocamento da parede central e a força última dos modelos (Série II e Modelo II).

A configuração final dos deslocamentos verticais no Modelo II está apresentada na Figura 5.19. Essa figura ilustra a separação dos flanges da parede central e apresenta uma deformação mais uniforme da parede central, o que reflete o comportamento dos ensaios da série relativa a esse modelo, ver Figura 4.35.

A Figura 5.20 apresenta as tensões principais máximas e mínimas obtidas para o Modelo II no passo de carga correspondente ao instante da ruptura (passo 109). Nota-se que a tensão mínima ocorre na região de aplicação do carregamento, local onde apareceram as fissuras observadas no ensaio (ver Figura 4.34). As tensões máximas ocorreram na face superior do flange e na região do apoio, com valores próximos à resistência dos blocos.

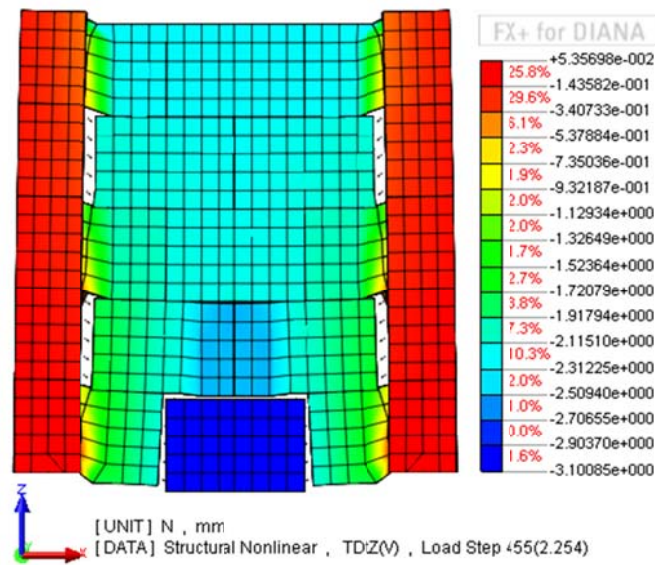
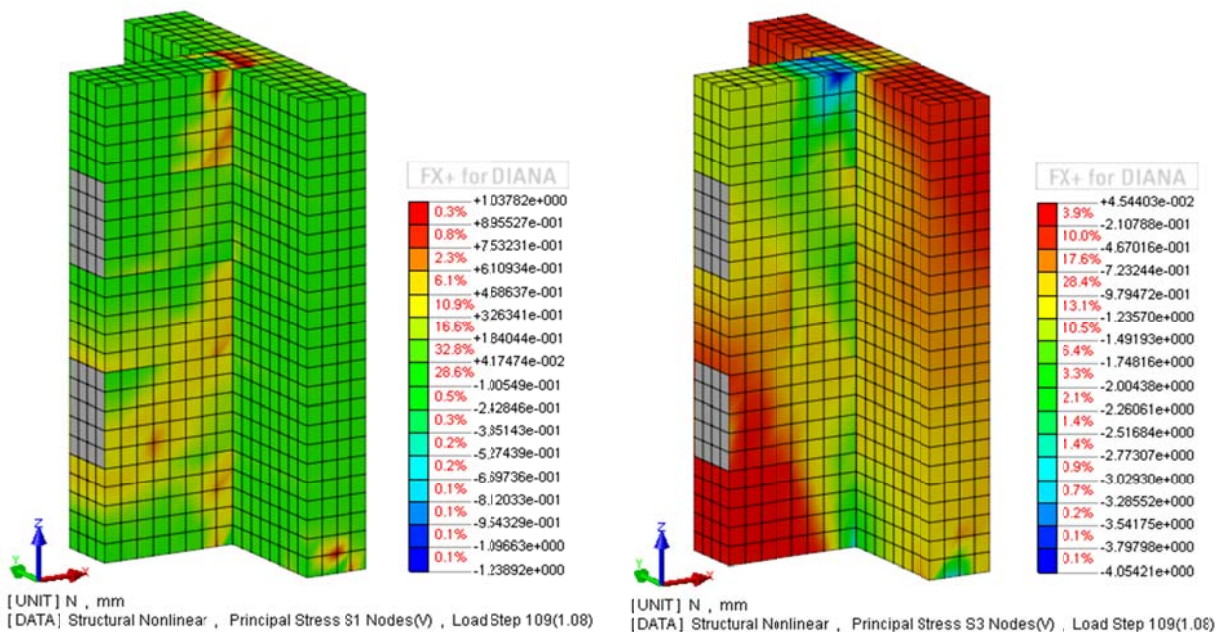


Figura 5.19 – Deslocamentos do modelo II.



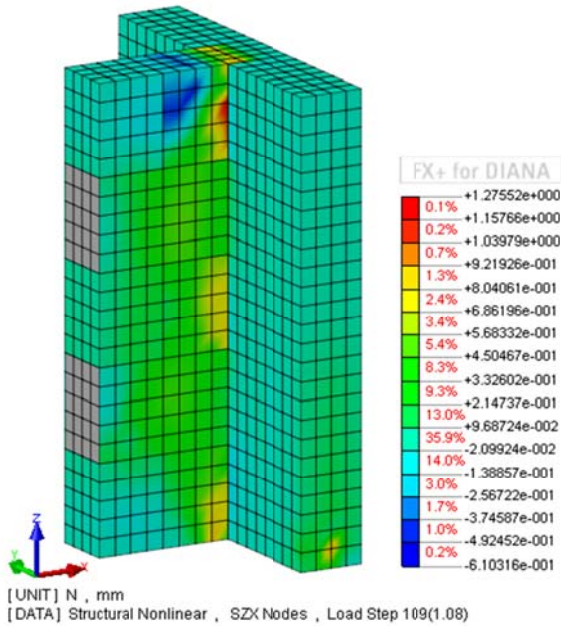
(a) Tensões principais máximas

(b) Tensões principais mínimas

Figura 5.20 – Tensões principais σ_1 e σ_3 .

As tensões de cisalhamento na interface do Modelo II no passo de carga correspondente ao instante da ruptura (passo109) estão apresentadas na Figura 5.21a. A Figura 5.21b mostra a fissuração típica de cisalhamento ocorrida na região da interface do modelo físico. É evidente a concentração dessas tensões em regiões com grande resistência à tração (blocos intertravados), sugerindo que a ruptura ocorreria por cisalhamento na interface. A análise da distribuição da tensão de cisalhamento nos blocos na interface permitiu obter

uma tensão máxima de 1,04 MPa, situada a 40 mm da base do modelo numérico, ver Figura 5.22.



(a) Tensões de cisalhamento nos blocos b) Fissuras de cisalhamento na interface
 Figura 5.21 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} nos elementos dos blocos e fissuras no modelo físico.

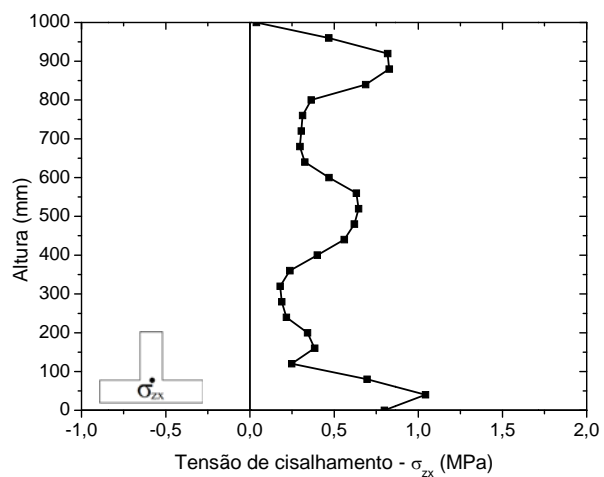
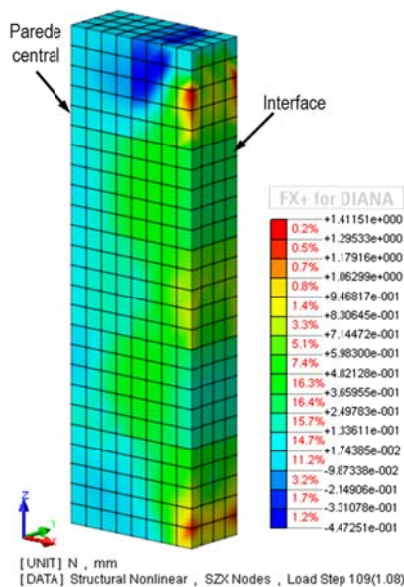


Figura 5.22 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} nos blocos e no elemento central da interface.

A fissuração apresentada na simulação numérica do Modelo II foi coerente com o panorama de fissuração que ocorreu no ensaio. Na Figura 5.23a é possível observar o

panorama de fissuração do Modelo II no instante da ruptura (passo 109). Essas fissuras foram mais concentradas na região da interface e evoluíram para a condição final apresentada na Figura 5.23b.

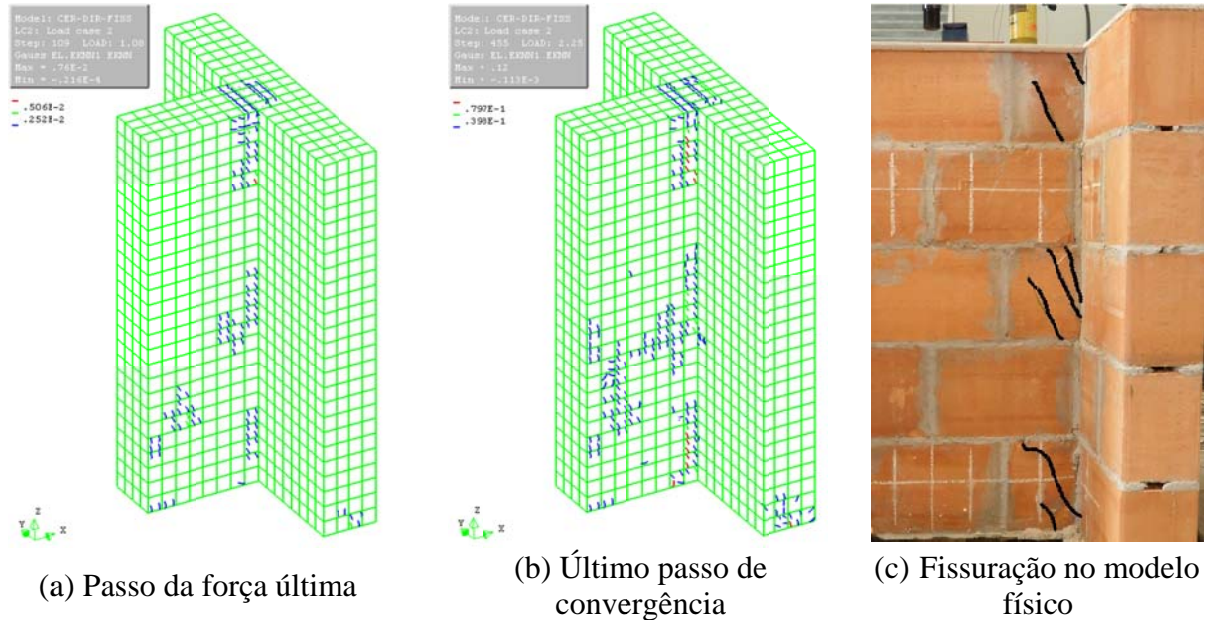


Figura 5.23 – Panorama de fissuração – parede central.

Os flanges apresentaram poucas fissuras, como pode ser visualizado na Figura 5.24. Mesmo no último passo de convergência não foram detectadas muitas fissuras, comportamento semelhante ao dos ensaios da Série II, conforme ilustra a Figura 5.24c.

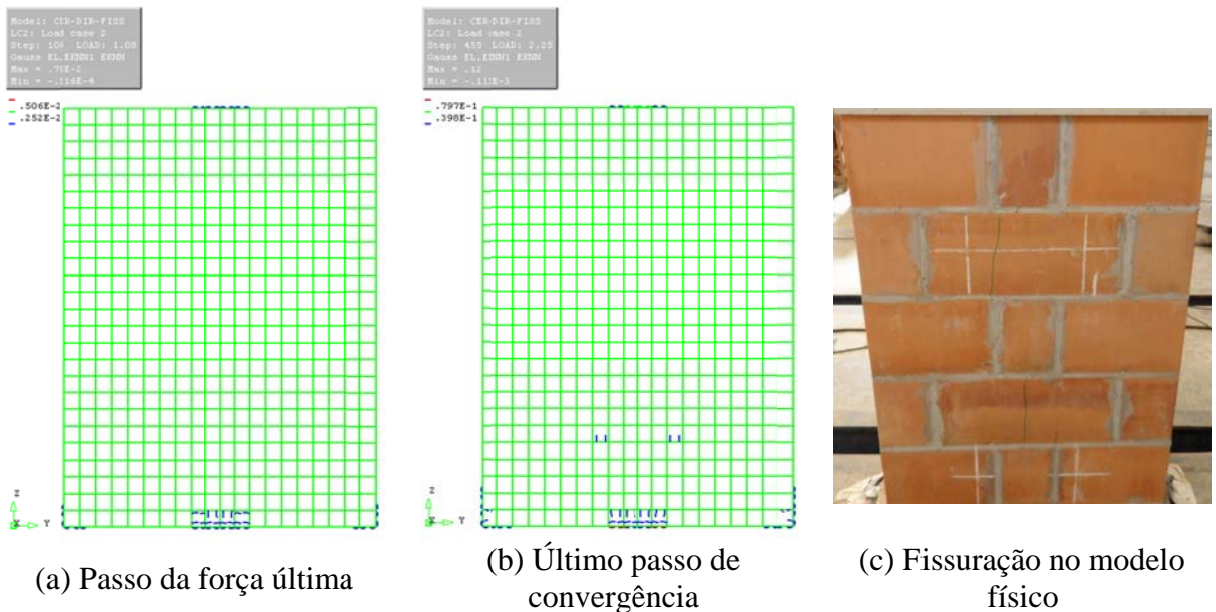


Figura 5.24 – Panorama de fissuração – flanges.

5.7.3 Série III e Modelo III

A Figura 5.25 apresenta as curvas força *versus* deslocamento da parede central e os valores de força última individual e médio dos painéis da Série III (experimental) e do Modelo III (numérico). Tanto o trecho inicial (ver detalhe dentro da Figura 5.25a) quanto o comportamento pós-pico do modelo numérico tem características similares às dos experimentais. O Modelo III conseguiu representar o primeiro pico que foi o relativo ao trecho linear e em seguida alcançou uma resistência maior proporcionada pelos grampos de aço.

A diferença entre a força última obtida no Modelo III e a na Série III foi de 7,6%, indicando uma boa correspondência desse parâmetro.

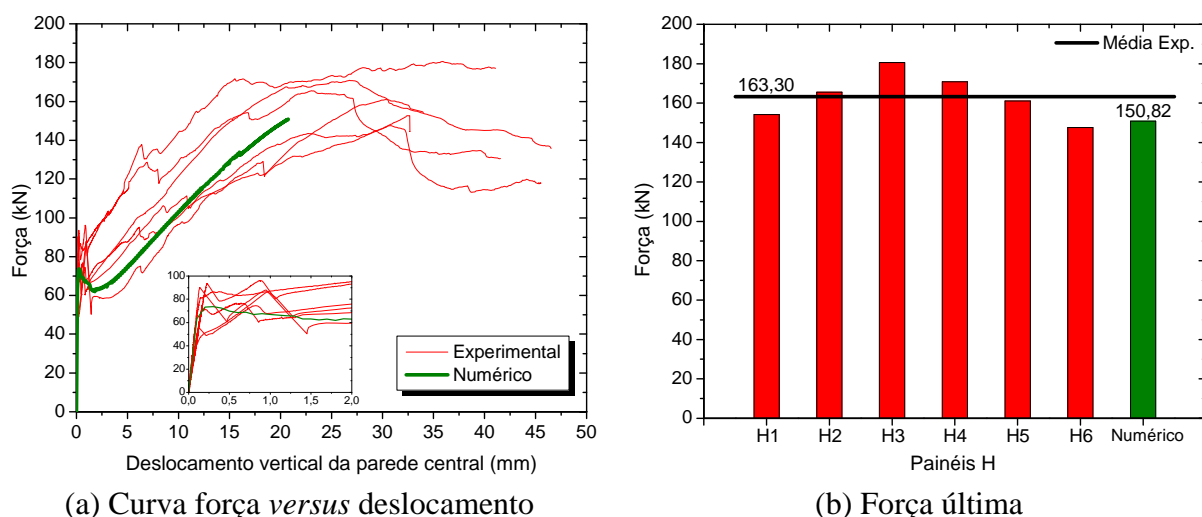


Figura 5.25 – Curva força *versus* deslocamento da parede central e a força última dos modelos (Série III e Modelo III).

A deformação final do painel H está apresentada na Figura 5.26. No último passo da simulação o Modelo III apresentou a mesma configuração de ruptura observada nos ensaios dos painéis H, caracterizada por grandes deslocamentos e movimento de corpo rígido da parede central, ver. Figura 4.39

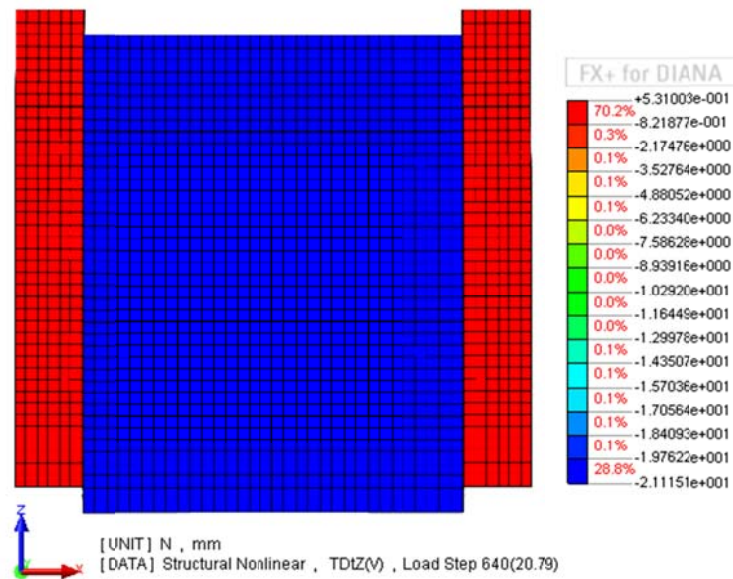
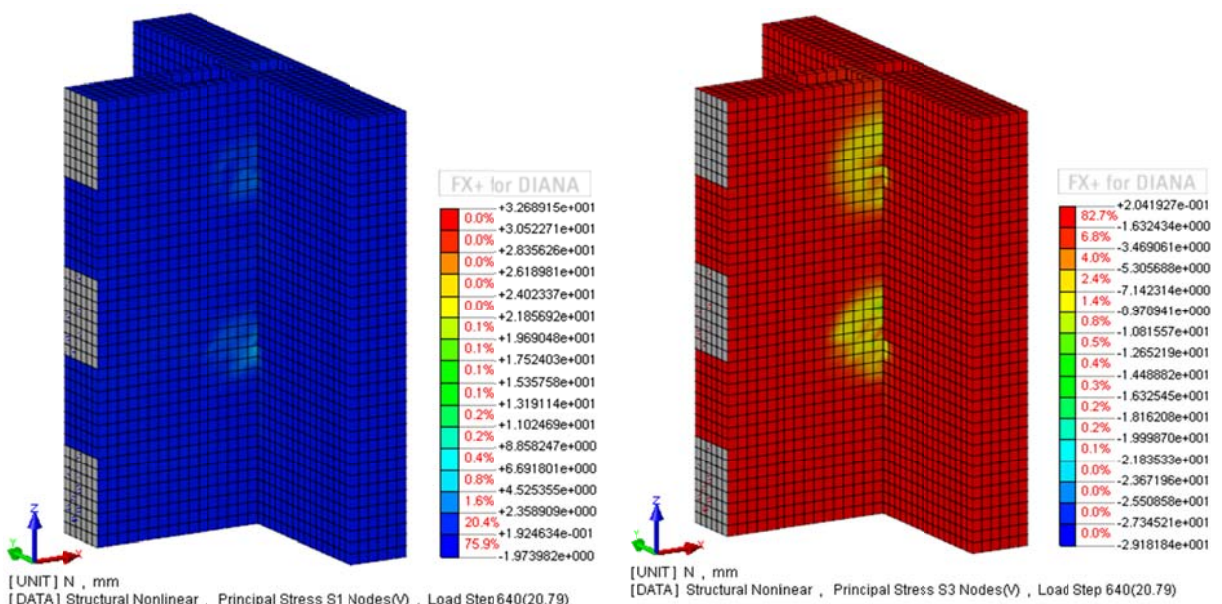


Figura 5.26 – Deslocamentos do Modelo III.

No instante que a força atingiu seu valor máximo, que ocorreu no último passo que o modelo atingiu convergência, as tensões se concentraram nos elementos adjacentes aos grampos, que foi o mecanismo resistente dessa ligação. A Figura 5.27 apresenta a distribuição das tensões principais nos blocos com elevados valores na região dos grampos, ocasionando a perda de convergência devida à superação dos limites de resistência dos elementos enrijecidos localizados imediatamente abaixo dos grampos.



(a) Tensões principais máximas

(b) Tensões principais mínimas

Figura 5.27 – Tensões principais σ_1 e σ_3 .

Para análise das tensões de cisalhamento da interseção entre as paredes foi considerado o passo correspondente ao fim do trecho linear (passo 4), instante em que as juntas de argamassa verticais ainda estavam efetivamente atuando. Na Figura 5.28a é apresentada a distribuição de tensões cisalhantes nos blocos, que obviamente são de pequena magnitude em virtude de não pertencerem ao plano de cisalhamento, e a Figura 5.28b mostra o plano da interface das paredes.

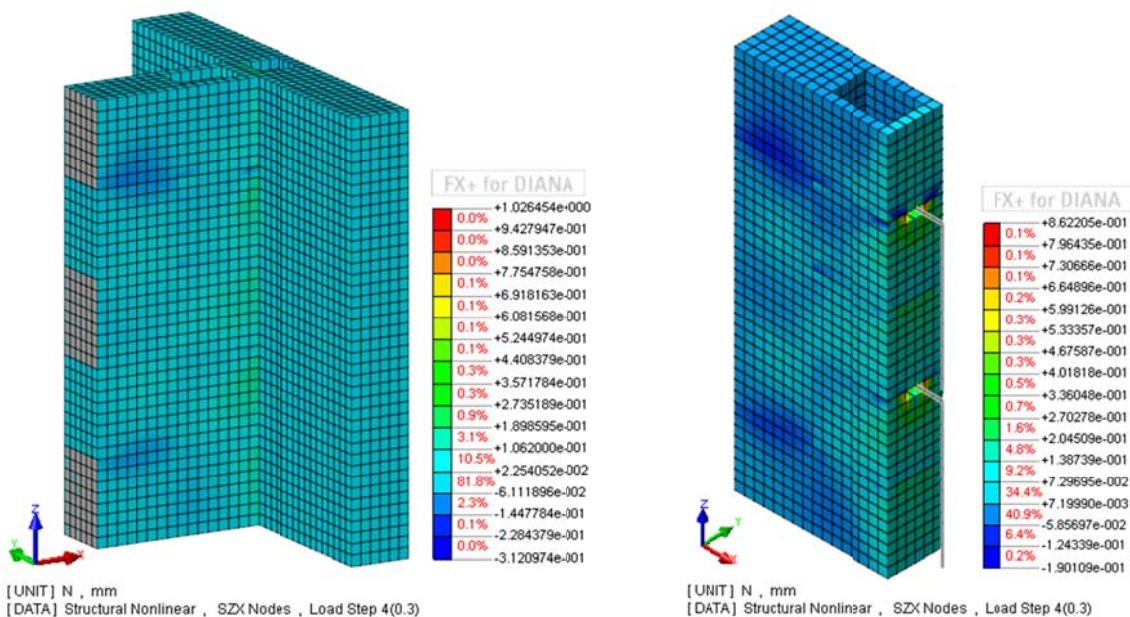


Figura 5.28 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} .

A distribuição das tensões tangenciais dos elementos de interface representativos das juntas verticais entre as paredes ao final do trecho linear é apresentada na Figura 5.29. Essas tensões assumiram valores uniformizados ao longo da interface e um valor máximo de 0,20 MPa na fiada de topo da parede. Nesse instante a tensão normal de compressão na interface assumiu valor máximo de 0,1196 MPa.

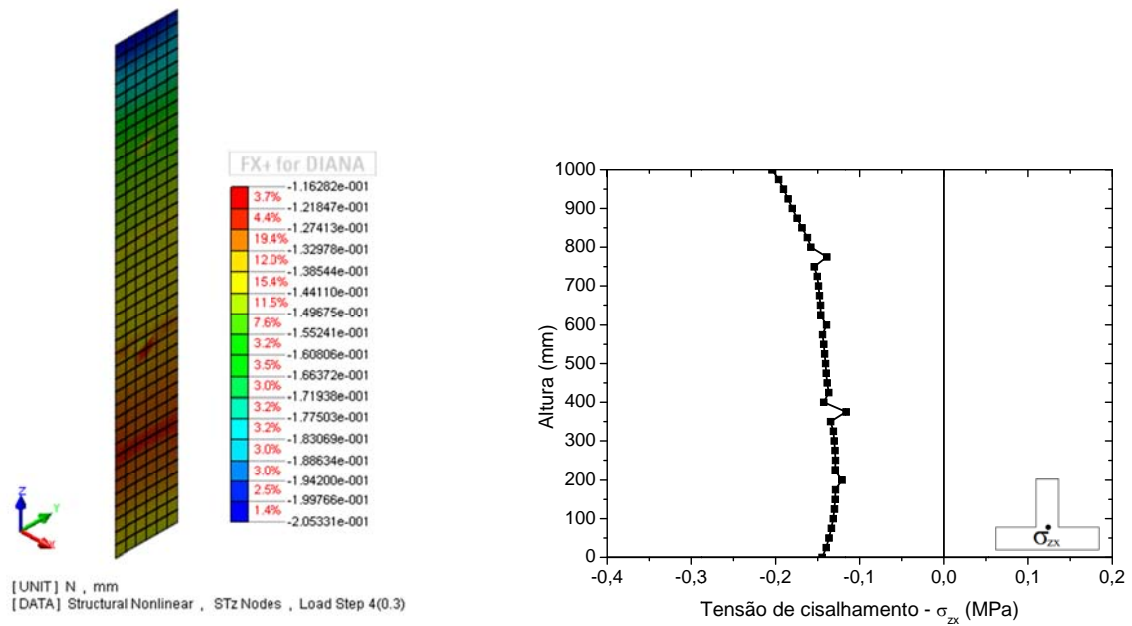
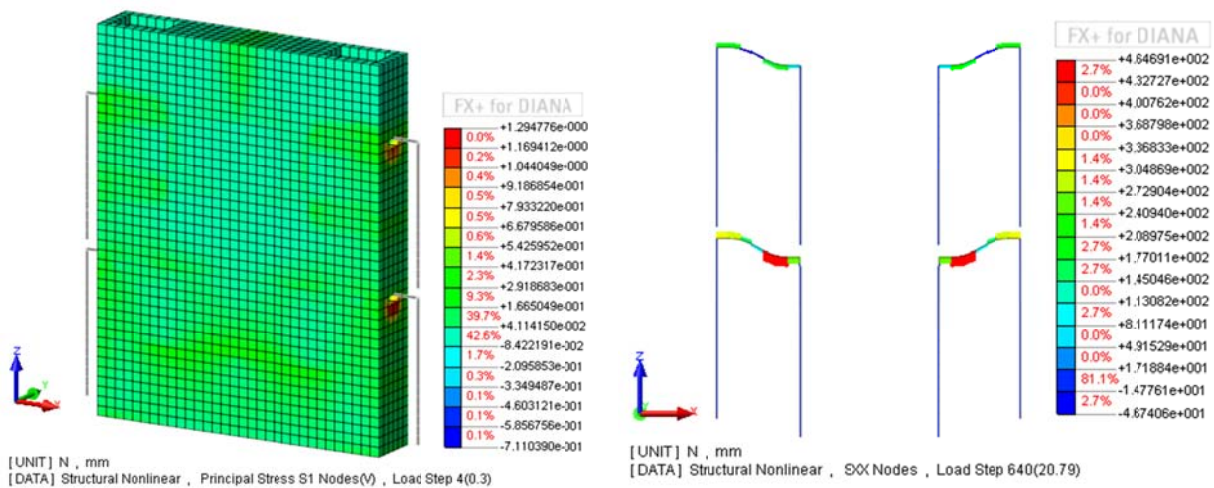


Figura 5.29 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} .

Nesse modelo outro detalhe importante a ser observado é o comportamento dos grampos. A Figura 5.30a apresenta a parede central ao final do trecho linear, quando a estrutura indicou a primeira perda de resistência. Verifica-se uma concentração de tensões logo abaixo dos grampos, que foi resistida pelos elementos enrijecidos localizados nessa região. Nesse instante a tensão normal do grampo era de 15 MPa, ou seja, os grampos estavam sendo pouco solicitados.

A configuração da deformada final dos grampos e a escala de tensões normais nos mesmos estão apresentadas na Figura 5.30b. Nessa condição, a tensão normal nos grampos das fiadas inferiores chegou a 465 MPa, próximo à resistência ao escoamento do aço, confirmando que, de fato, o conector foi o responsável pelo mecanismo resistente dessa ligação.

Aqui cabe uma ressalva. O artifício utilizado no modelo numérico para se evitar que o aço rompesse o bloco e o graute, pode ter sido gerado por uma condição de confinamento entre os dois elementos no modelo físico. O confinamento aumenta a resistência à compressão do graute. Se esse confinamento ocorrer em duas direções, a tendência é que a resistência da região do graute dobre. Dessa forma, o confinamento do graute na região da barra de aço pode ter melhorado a capacidade de absorção e dissipação de energia desses elementos.

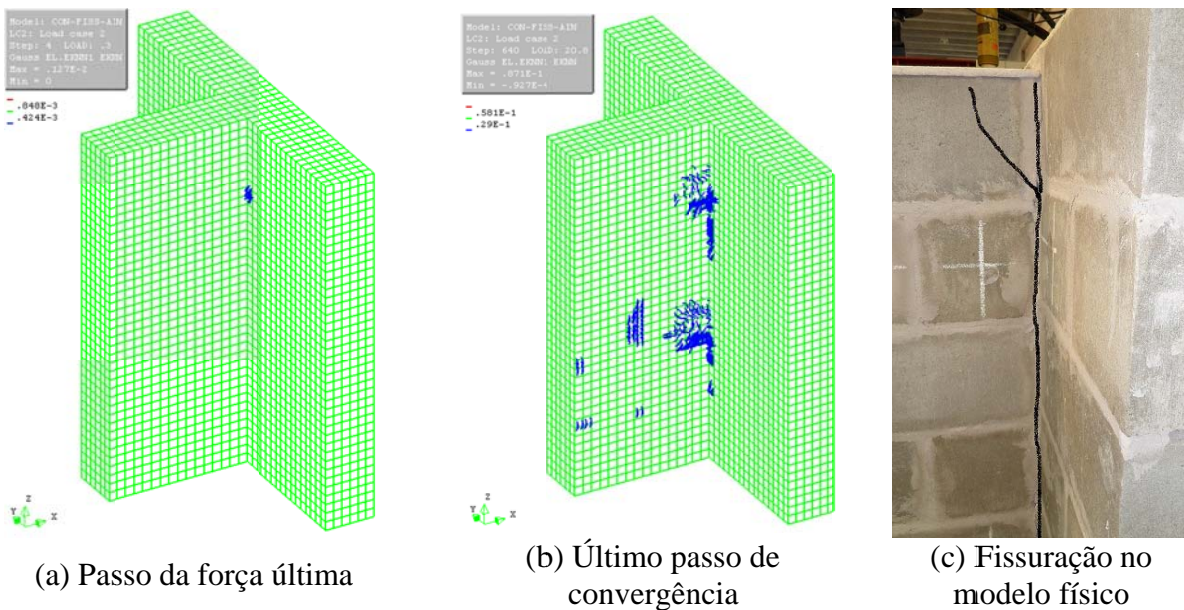


(a) Tensões principais máximas

(b) Tensões normais no grampo σ_{xx}

Figura 5.30 – Tensões principais máximas no plano de cisalhamento e tensões normais no grampo – Série III.

A Figura 5.31a ilustra o desenvolvimento das fissuras no passo de carga onde ocorreu a perda de resistência inicial da interface (passo 4). Percebe-se que quase nenhuma fissura foi constatada e a evolução das mesmas foi muito discreta, concentrando-se efetivamente na região da interface onde estavam localizados os grampos, conforme apresenta a Figura 5.31b. O mesmo ocorreu com os flanges: poucas fissuras, mesmo na configuração final da simulação (Figura 5.32).

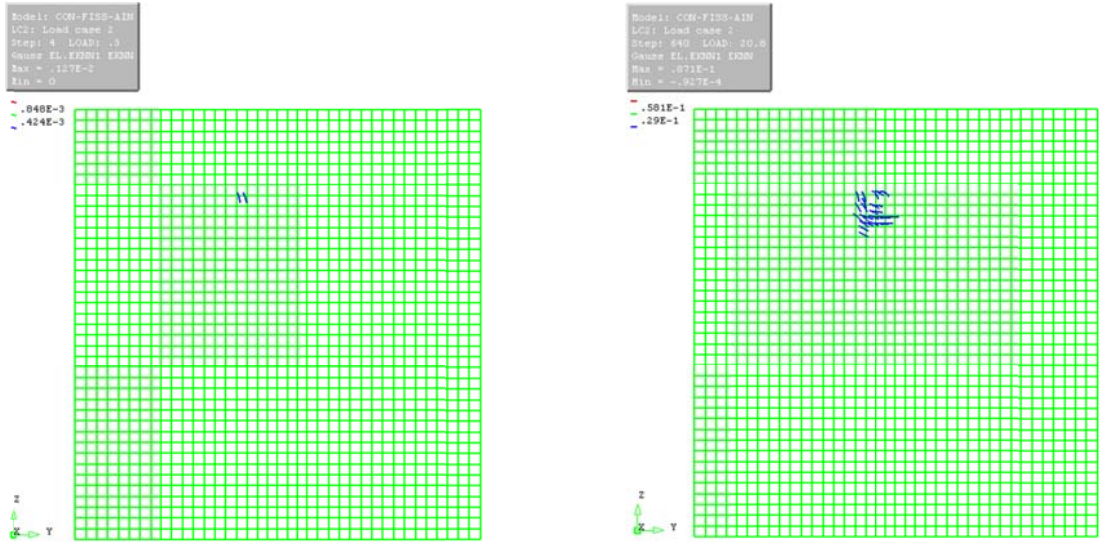


(a) Passo da força última

(b) Último passo de convergência

(c) Fissuração no modelo físico

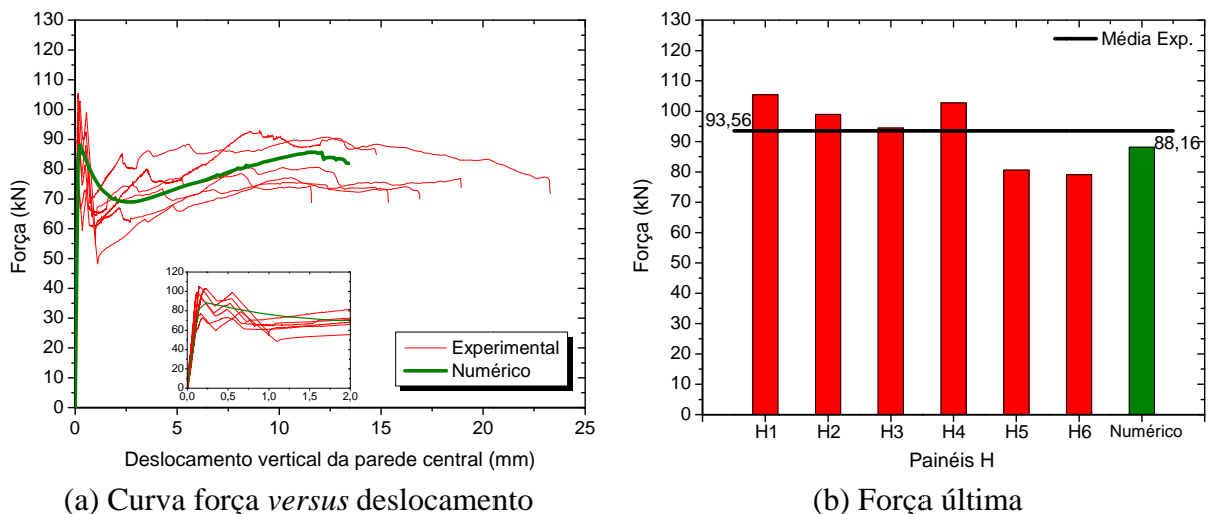
Figura 5.31 – Panorama de fissuração – parede central.



(a) Passo ao final do trecho linear (b) Último passo de convergência
 Figura 5.32 – Panorama de fissuração – flange.

5.7.4 *Série IV e Modelo IV*

As curvas força *versus* deslocamento da parede central obtidas na Série IV e no Modelo IV estão comparadas na Figura 5.33a; nessa mesma figura está o detalhe do trecho linear das curvas. As forças de ruptura são apresentadas na Figura 5.33b. Pode-se observar que a curva numérica mostrou comportamento semelhante ao observado nas curvas experimentais e quanto à força de ruptura houve uma diferença de 5,8%.



(a) Curva força *versus* deslocamento (b) Força última
 Figura 5.33 – (a) Curva força *versus* deslocamento da parede central e a força última dos modelos (Série IV e Modelo IV).

Quanto ao padrão de deslocamentos e configuração deformada final do modelo, este representou satisfatoriamente o modelo físico ensaiado, ver Figura 5.34. A separação das

paredes foi caracterizada pelo deslizamento da parede central em um intenso movimento de corpo rígido análogo ao ilustrado na Figura 4.46.

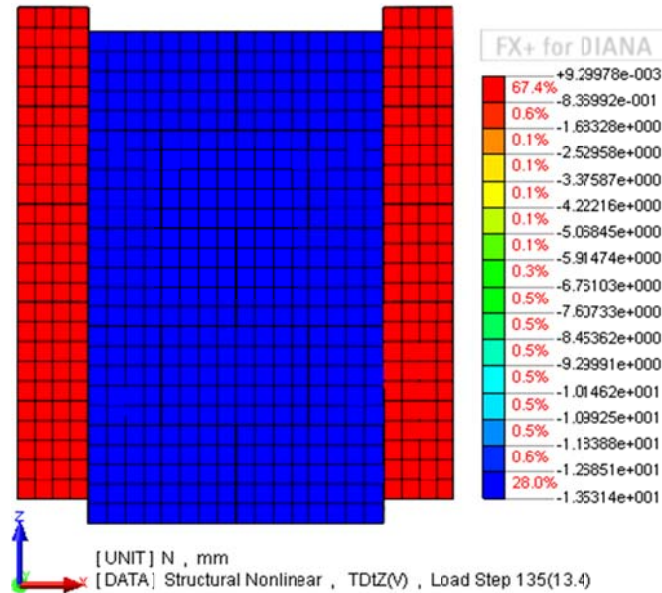
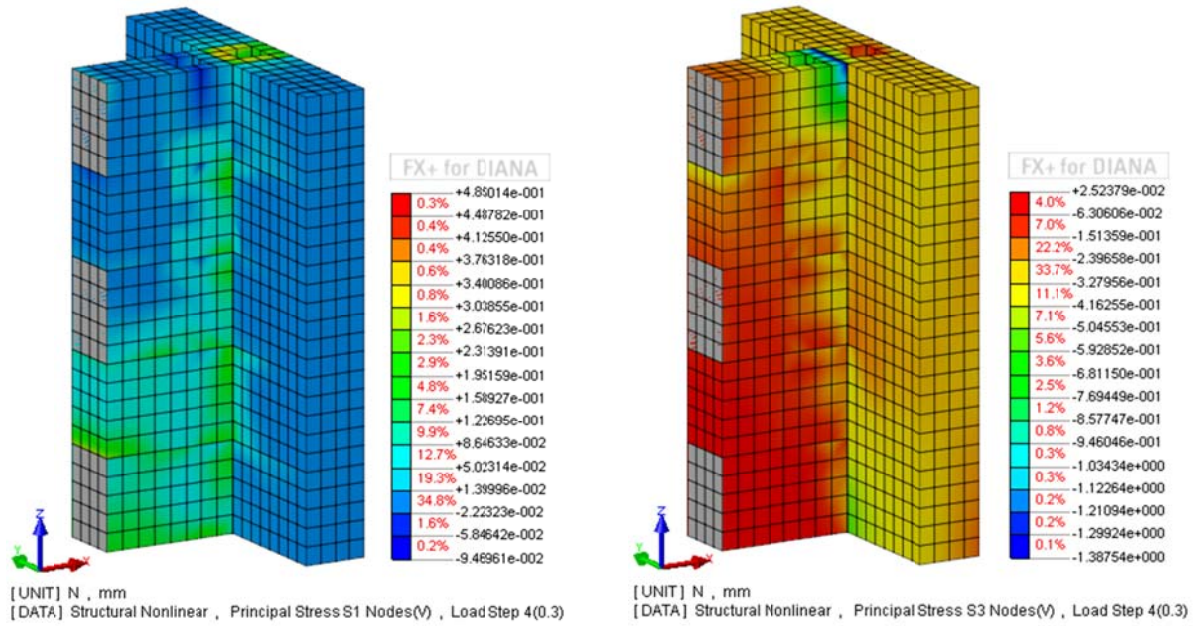


Figura 5.34 – Deslocamentos do modelo IV.

A etapa de carregamento correspondente à força de ruptura coincidiu com o fim do trecho linear, fato também relatado nos ensaios da Série IV, ver item 4.8.4. A Figura 5.35 mostra, por meio das tensões principais, que no passo de carga correspondente à ruptura existem valores de tensão de tração muito próximos à resistência do bloco. Essas trações de maiores intensidades não estão visíveis na face da parede, pois estão na região dos grampos como será mostrado a seguir. A Figura 5.35b mostra as tensões de compressão localizadas no topo da parede central desencadeando o início do seu deslizamento.



(a) Tensões principais máximas

(b) Tensões principais mínimas

Figura 5.35 – Tensões principais σ_1 e σ_3 .

As tensões de cisalhamento nos blocos no instante da ruptura estão apresentadas na Figura 5.36a. Observa-se que não há concentração de tensões de cisalhamento nos blocos até esse instante. Na Figura 5.37 é apresentada a distribuição das tensões tangenciais dos elementos de interface representativos das juntas verticais entre as paredes. Essas tensões foram crescentes ao longo da altura da parede e assumiu um valor máximo de 0,35 MPa na parte superior da interface. Nesse instante a tensão normal de compressão na interface assumiu valor máximo de 0,507 MPa..

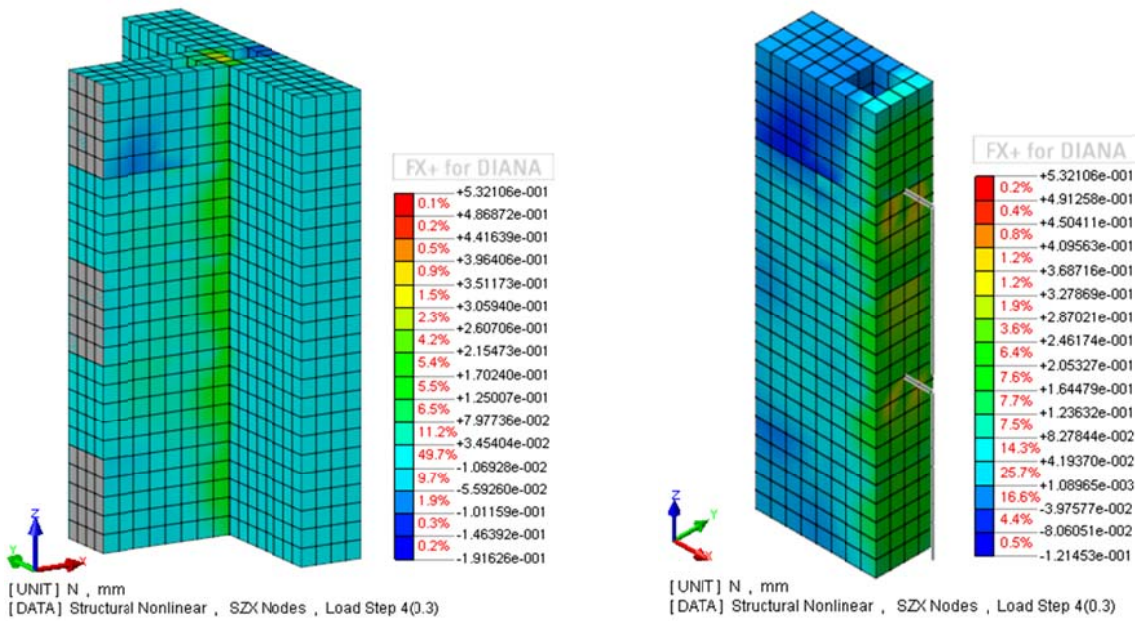


Figura 5.36 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} .

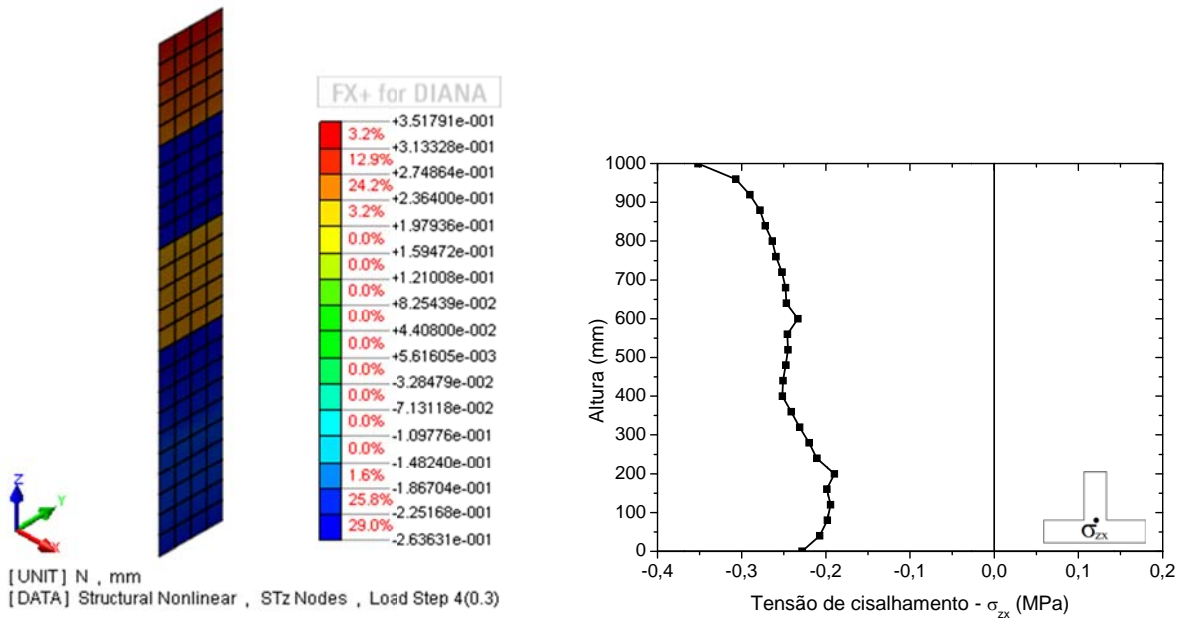
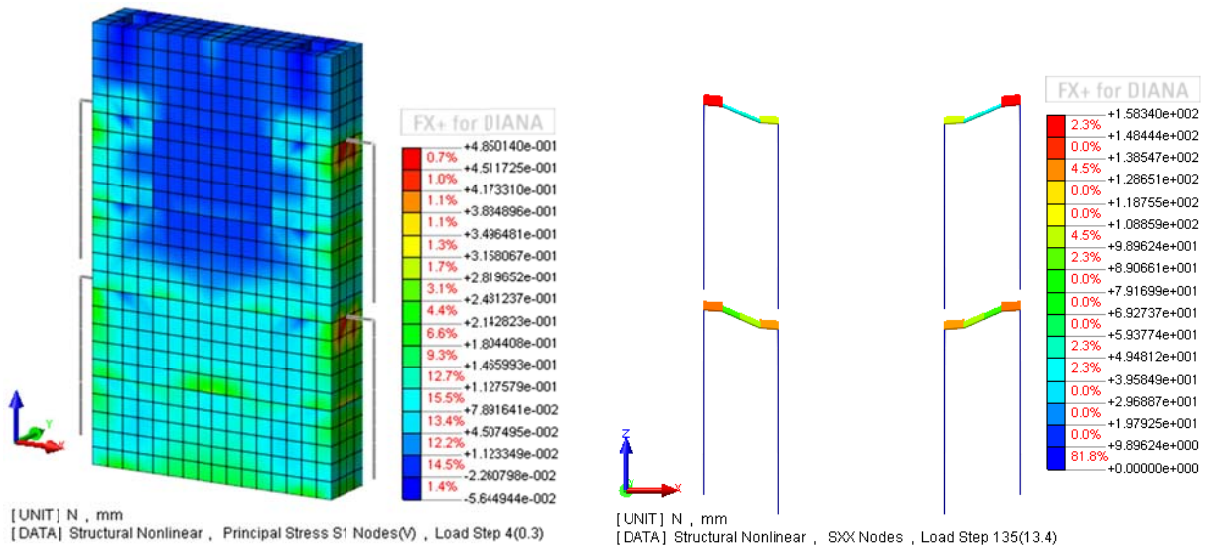


Figura 5.37 – Tensões de cisalhamento σ_{zx} .

Quanto à atuação dos grampos no modelo, a Figura 5.38a mostra que no instante da força última (passo 4) o grampo proporcionava concentrações de tração no bloco com valores próximos à sua resistência. Nesse instante os conectores de aço não eram muito solicitados, nos quais atuava uma tensão de tração de 48 MPa. Após esse passo de carga, o modelo adquiriu pouca resistência e o aço foi solicitado com uma tensão de pequena magnitude. A Figura 5.38b apresenta a forma dos grampos no último passo que atingiu convergência, cuja tensão atuante máxima foi de 158 MPa nos grampos superiores. Nesse modelo não foi

possível criar uma condição mais favorável para que o aço pudesse ser solicitado. Tal artifício não representaria o modelo físico real, uma vez que na região da interface existiam furos nas paredes dos blocos que não estavam grauteados, gerando, portanto, um plano preferencial de ruptura da ligação.



(c) Tensões principais máximas

(d) Tensões normais no grampo σ_{xx}

Figura 5.38 – Tensões principais máximas no plano de cisalhamento e tensões normais no grampo – Série III.

O panorama de fissuração da parede central refletiu as observações do ensaio. No modelo numérico, no instante da ruptura só havia fissuras internas que evoluíram para fissuras externas concentradas próximas aos grampos no final da simulação, ver Figura 5.39. A Figura 5.39c apresenta a configuração fissurada final do modelo físico, com poucas fissuras situadas na região da interface e movimento de corpo rígido da alma.

Nos flanges também não foi possível visualizar fissuras no instante da ruptura, a não ser internamente, como ilustra a Figura 5.40. Não houve significativa evolução destas até o último passo da simulação. No modelo físico também não foram visualizadas fissuras na superfície dos flanges.

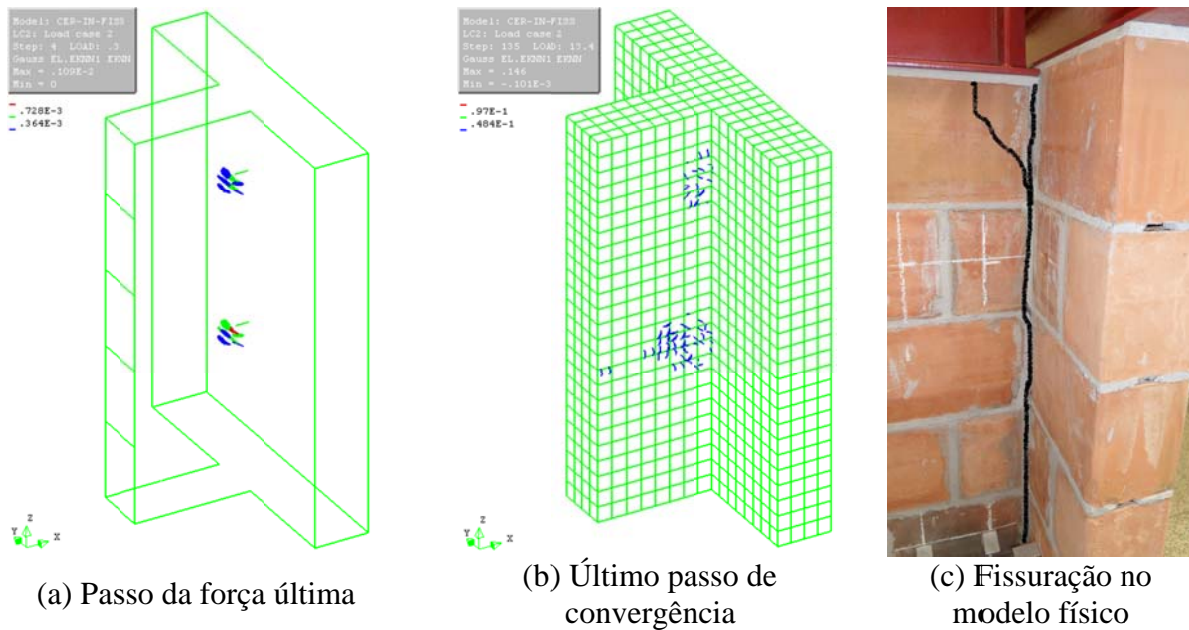


Figura 5.39 – Panorama de fissuração – parede central.

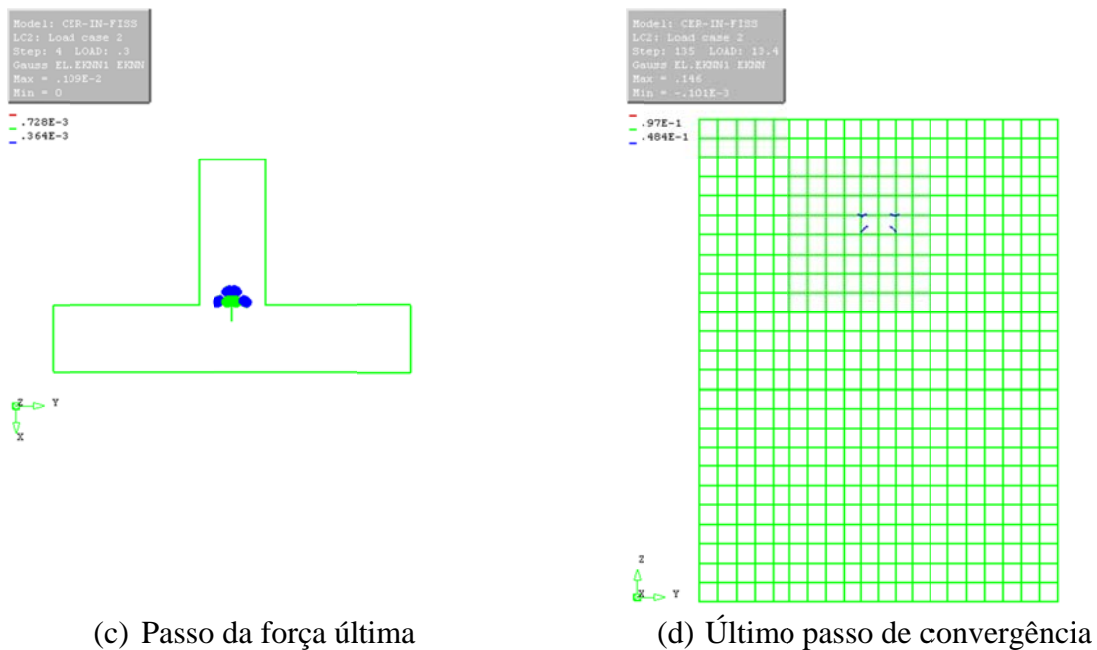


Figura 5.40 – Panorama de fissuração – flange.

5.8 Conclusões do capítulo

Para definir o modelo numérico não foi possível utilizar os valores de coesão e ângulo de atrito da junta vertical da alvenaria de blocos cerâmicos obtidos experimentalmente, uma vez que estes não reproduziram o comportamento dos painéis H corretamente. Esses parâmetros foram obtidos por meio de um ensaio que não é indicado especificamente para esse fim. Recomenda-se, portanto, que se utilize outra configuração de ensaio na tentativa de

se obter essas propriedades da junta vertical. O ensaio realizado Hofmann e Stöckl (1986) parece ser indicado para obter esses parâmetros com mais segurança, por produzirem tensões nas interfaces mais uniformes e reduzirem o efeito da flexão.

Em geral pode-se afirmar que o modelo numérico representou satisfatoriamente o modelo físico ensaiado. A Tabela 5.8 mostra que o modelo numérico prediz, com suficiente precisão, a média das forças máximas de cisalhamento experimentais, como pode ser percebido na relação próxima a um, apresentada nessa tabela.

Tabela 5.8 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.

Série / Modelo	Resultados Experimentais (kN)	Resultados Numéricos (kN)	Razão experimental/ numérico
I	198,58	186,85	1,06
II	190,01	194,96	0,97
III	163,30	150,82	1,08
IV	93,56	88,16	1,06

No que diz respeito ao comportamento dos painéis, a resposta das paredes de todas as séries a essa solicitação foi bem representada, tanto no comportamento linear quanto no comportamento não-linear dos modelos. Pode-se, portanto, utilizar os modelos numéricos em análises paramétricas na impossibilidade de executar o modelo experimental.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises aqui apresentadas visam avaliar a resistência ao cisalhamento das interfaces, em comparação com as prescrições das normas de diversos países e com os resultados experimentais de outros autores. Além disso, foi analisado como as tipologias de ligação de paredes estudadas interferem na transferência das tensões de cisalhamento vertical e com isso foi proposto um procedimento simplificado de cálculo para estimar a força de ruptura da interface.

6.1 *Valores de resistência ao cisalhamento normalizados*

Na prática de projetos, a identificação de problemas potenciais que possam surgir a partir da capacidade de cisalhamento vertical insuficiente ao longo de interfaces de paredes estruturais carregadas tanto vertical como lateralmente, depende da norma que está sendo usada.

Devido à quantidade limitada de investigação nessa área, as normas de dimensionamento variam consideravelmente de país para país e refletem o conhecimento disponível. A falta de conhecimento da capacidade de cisalhamento vertical resultou em disposições variáveis, e em previsões de resistência muitas vezes excessivamente conservadores. A natureza amplamente variada de tipos de paredes e as diferentes práticas de construção e detalhamento em vários países são fatores complicadores para o desenvolvimento de disposições normativas harmonizadas.

Entretanto, buscou-se comparar os resultados de resistência ao cisalhamento da interface obtidos neste trabalho com os valores das normas brasileiras, britânica, australiana, canadense e norte-americana. As formulações e os procedimentos de cada norma estão apresentados com detalhes no item 2.2.6 que consta da Revisão Bibliográfica desta tese, mas neste capítulo serão reapresentados os que são de interesse direto, para melhor esclarecimento.

Algumas normas não fazem menção direta ao cisalhamento vertical, dessa forma buscou-se adaptar as indicações referentes ao cisalhamento horizontal para que pudesse ser comparada da forma mais coerente possível.

6.1.1 BS 5628:2005

A norma britânica BS 5628:2005 estabelece para a resistência característica ao cisalhamento na direção vertical do plano vertical da alvenaria com amarração direta o valor de 0,35 MPa.

Essa norma estabelece ainda que para paredes sujeitas a carregamento lateral, a tensão de cisalhamento vertical deve ser resistida por unidades de alvenaria na interface entre os dois elementos da seção (amarração direta), ou por seções metálicas planas fixadas na junta horizontal agindo como conectores de cisalhamento, cuja dimensão e espaçamento devem ser calculados de acordo com a Equação 6.1.

$$r u = 12 t_w s v / (0,8 f_y) \quad 6.1$$

Como o conector utilizado no presente trabalho não foi retangular, a área ($r u$) da equação foi adaptada para uma seção circular de 10 mm de diâmetro. A largura de cisalhamento (t_w) da alvenaria correspondeu à espessura da parede (140 mm), o espaçamento dos conectores (s) mediu 400 mm e a resistência ao escoamento do aço (f_y) foi igual a 572 MPa. Assim, a resistência ao cisalhamento vertical de cálculo (v) na seção resultou em 0,06 MPa. Para se obter a resistência característica, multiplicou-se v pelo fator de segurança parcial para a força de cisalhamento em alvenaria fornecido pela norma britânica, que é 2,5. O valor de resistência característica ao cisalhamento vertical resultou em $v_k = 0,15$ MPa, para paredes de ambos os materiais com amarração indireta com grampos.

6.1.2 ABNT NBR 15812-1 :2010 e ABNT NBR 15961-1 :2011

Nas normas brasileiras para estruturas de alvenaria (ABNT NBR 15961-1:2011 e ABNT NBR 15812-1:2010) a capacidade de cisalhamento vertical da ligação entre as duas paredes adjacentes é discutida muito brevemente. Essas normas adotam o mesmo valor da norma britânica BS 5628:2005, ou seja, 0,35 MPa para a resistência característica das interfaces com amarração direta (f_{vk}) e não mencionam limite para qualquer outro tipo de amarração.

6.1.3 AS 3700:2001

A AS 3700:2001 tem disposições bastante específicas e também alguns requisitos exclusivos para a capacidade de cisalhamento de conectores individuais.

Para os materiais utilizados neste trabalho a equação que a AS 3700:2001 prescreve para a obtenção da resistência ao cisalhamento vertical característica (f'_{ms}) é a 6.2.

$$f'_{ms} = 1,2 r_h, \text{ em MPa} \quad 6.2$$

A proporção do plano de cisalhamento vertical que é interceptada pelos blocos de travamento (r_h) corresponde neste trabalho a 50%, resultando uma resistência ao cisalhamento característica de 0,60 MPa.

Para as juntas de argamassa de paredes com amarração indireta, deve-se adotar como resistência característica o menor valor entre os fornecidos pelas Equações 6.3 e 6.4.

$$1,25f'_{mt} \text{ , em MPa} \quad 6.3$$

$$0,35 \text{ MPa} \quad 6.4$$

A resistência característica de tração na flexão (f'_{mt}) obtida dos valores experimentais foi 0,12 MPa para alvenaria de blocos de concreto e 0,11 MPa para alvenaria de blocos cerâmicos. Assim, o valor resultante para a resistência ao cisalhamento característica das interfaces de paredes com amarração indireta com conectores atravessando o plano de amarração é 0,15 MPa para alvenaria de blocos de concreto e 0,14 MPa para blocos cerâmicos.

Essa norma estabelece que quando a força de cisalhamento for transferida por meio de uma junta de argamassa com conectores de aço, a resistência ao cisalhamento de cálculo (V_c) do conector deve ser obtida por meio da Equação 6.5. Nesse caso, o espaçamento máximo não deve exceder 400 mm.

$$V_c = \phi \frac{d_{sc}^2 f_y}{18} \quad 6.5$$

Para estimar a resistência ao cisalhamento característica individual do conector pode-se suprimir o fator de redução de resistência (ϕ). O diâmetro do conector (d_{sc}) foi 10 mm e a resistência ao escoamento (f_y) 572 MPa, o que resultou em um valor de $V_c = 3,20 \text{ kN}$. Para comparação, utilizou-se esse valor no cálculo da resistência da interface devida apenas ao efeito dos conectores. Assim, esse valor de força foi dividido pela área de atuação de um conector (140 mm x 400 mm), resultando em um valor equivalente de 0,06 MPa.

6.1.4 CSA 304-1:2004

A CSA 304-1:2004 estabelece que para amarração direta, o cisalhamento vertical atuante no cruzamento das paredes não deve exceder a resistência ao cisalhamento característica dada pela Equação 6.6.

$$V_m = 0,16 \left(2 - \frac{M_f}{V_f d} \right) \sqrt{f'_m} \quad 6.6$$

Essa norma recomenda que a razão ($M_f/V_f d$) assuma valores entre 1 e 0,25. Ao assumir o valor 1, que é o caso mais desfavorável, chega-se na Equação 6.7.

$$V_m = 0,16 \sqrt{f'_m} \quad 6.7$$

Os valores de resistência à compressão característica do prisma (f'_m) de blocos de concreto e de blocos cerâmicos foram 3,82 MPa e 2,59 MPa, respectivamente. O que resultou nos valores de resistência ao cisalhamento característica das interfaces 0,32 MPa e 0,26 MPa, respectivamente, para paredes de blocos de concreto e de blocos cerâmicos.

Os conectores rígidos de aço são permitidos nos cruzamentos de parede como forma de ligação, desde que estejam ancorados por argamassa ou graute e que o espaçamento entre eles não exceda 610 mm. No entanto, essa norma não é clara quanto à verificação de resistência ao cisalhamento dos conectores.

6.1.5 ACI 530:2011

A norma norte-americana ACI 530:2011 não especifica quaisquer requisitos de resistência de projeto para o cisalhamento vertical que devam ser satisfeitas. No entanto, essa norma apresenta inúmeros requisitos para resistência ao cisalhamento sem indicar a direção, os quais foram usados para comparação com os requisitos dos outros códigos normativos.

Para amarração direta deve ser adotado o menor entre os valores apresentados nas Equações 6.8, 6.9 e 6.10 como resistência ao cisalhamento (f_{ms}). Vale lembrar que os valores fornecidos pelo ACI 530:2011 são valores médios.

$$1,5\sqrt{f_m} \quad 6.8$$

$$0,83 \text{ MPa} \quad 6.9$$

$$0,26 + 0,45 N_v/A_n \quad 6.10$$

A Equação 6.10 sugere uma formulação que parece se aplicar apenas às juntas horizontais, uma vez que para a análise na direção vertical a parcela da força de compressão vertical (N_v) é inexistente. Contudo, ao considerar essa equação tem-se um valor médio de resistência ao cisalhamento de 0,26 MPa, por outro lado, ao não considerá-la tem-se um valor menos conservador de 0,83 MPa para alvenaria de ambos os materiais.

Quanto ao limite para outro tipo de amarração, o ACI 530:2011 estabelece o valor de 0,10 MPa, que é referente apenas à coesão inicial.

O ACI 530:2011 também permite conectores metálicos, fornecidos com dimensões mínimas que podem ser utilizados e que devem ser espaçadas em intervalos máximos verticais de 1220 mm, o que é menos conservador que as normas canadense e australiana, que especificam espaçamentos verticais máximos de 610 e 400 mm, respectivamente. No entanto, essa norma não estabelece formas de verificação da resistência dos conectores.

6.2 Comparação com as normas e apresentação dos resultados de outros autores

A Tabela 6.1 mostra os resultados médios obtidos experimentalmente (τ_{vm}), com seus respectivos valores característicos (τ_{vk}), e o resumo das provisões normativas. Os valores

do ACI 530:2011 foram comparados com os valores experimentais médios, enquanto os das demais normas foram comparados com os resultados característicos.

Tabela 6.1 – Comparação com os valores normalizados.

Série	τ_{vm} (MPa)	τ_{vk} (MPa)	NBR		BS		AS		CSA		ACI ^b	
			f_{vk} (MPa)	$\frac{\tau_{vk}}{f_{vk}}$	v_k (MPa)	$\frac{\tau_{vk}}{v_k}$	f'_{ms} (MPa)	$\frac{\tau_{vk}}{f'_{ms}}$	V_m (MPa)	$\frac{\tau_{vk}}{V_m}$	f_{ms} (MPa)	$\frac{\tau_{vm}}{f_{ms}}$
I	0,72	0,60	0,35	1,71	0,35	1,71	0,60	1,00	0,32	1,88	0,26 ^b (0,83) ^{b,c}	2,77 (0,87)
II	0,69	0,59	0,35	1,69	0,35	1,69	0,60	0,98	0,26	2,27	0,26 ^b (0,83) ^{b,c}	2,65 (0,83)
III	0,74	0,63	–	–	0,15	4,20	0,15 (0,06) ^a	4,20 (10,5)	–	–	0,10	7,40
IV	0,43	0,32	–	–	0,15	2,13	0,14 (0,06) ^a	2,29 (5,33)	–	–	0,10	4,30

^a Valores correspondentes à resistência calculada pelos conectores.

^b Valores comparados com os resultados médios deste trabalho.

^c Valores sem a consideração da equação que leva em conta a parcela da força de compressão vertical.

Como pode ser visto, a razão entre os valores experimentais e normativos foi maior que 1 em praticamente todos os casos, o que indica que os valores normativos estão aquém dos experimentais. Essa razão foi mais expressiva nos casos das Séries III e IV (2,13 – 10,5).

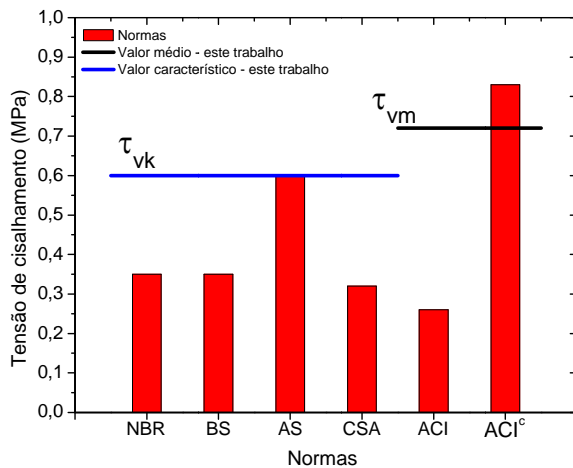
A Figura 6.1 apresenta as comparações das normas com as Séries I e II (amarrção direta). Para essas séries apenas a AS 3700:2001 correspondeu ao obtido experimentalmente e o ACI 530:2011, em seu limite menos conservador, apresentou valores próximos ao médio. As demais normas apresentaram valores reduzidos em quase metade daqueles obtidos experimentalmente.

Para amarração indireta (Série III e IV), todas as normas foram conservadoras, principalmente a AS 3700:2001, quando se faz a verificação pelos conectores, conforme ilustra a Figura 6.2.

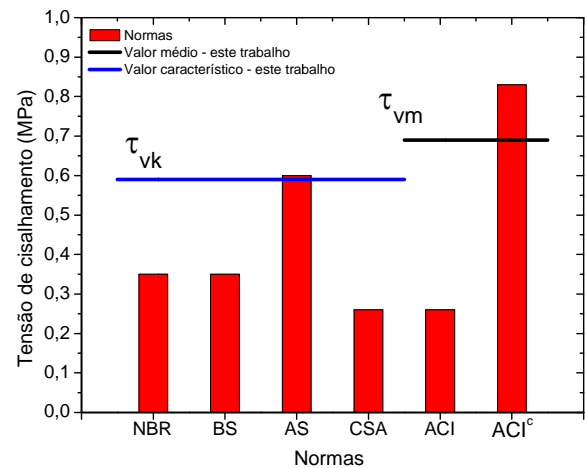
Uma comparação semelhante foi realizada por Bosiljkov et al. (2010), os quais ensaiaram paredes com materiais tipicamente australianos, utilizando amarração direta e indireta com dois tipos de conectores metálicos. Bosiljkov et al. (2010) compararam seus resultados com a norma australiana, canadense, europeia e norte-americana e concluíram que essas normas podem estar subestimando seriamente a resistência das interfaces de paredes interconectas.

Isso leva a uma reflexão sobre esse problema, que é de âmbito internacional. É fato que as normas devem ser conservadoras, considerando-se que seus limites contemplam

fatores de execução, os quais têm grande variabilidade. No entanto, é importante que seja realizada uma avaliação racional dos limites normativos, baseada em estudos experimentais e numéricos aprofundados para que projetos de alvenaria não se tornem antieconômicos e/ou menos competitivos em comparação com outros sistemas construtivos.

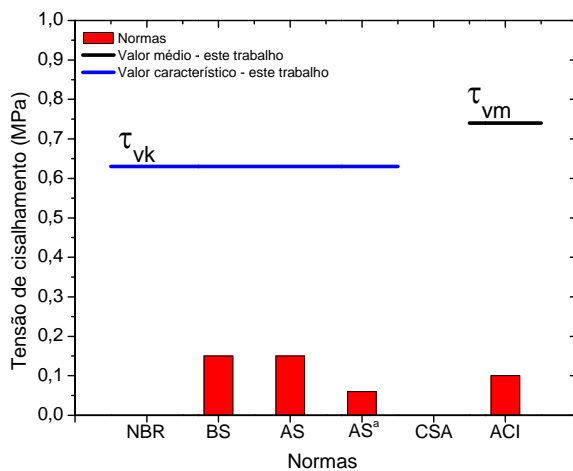


(a) Série I

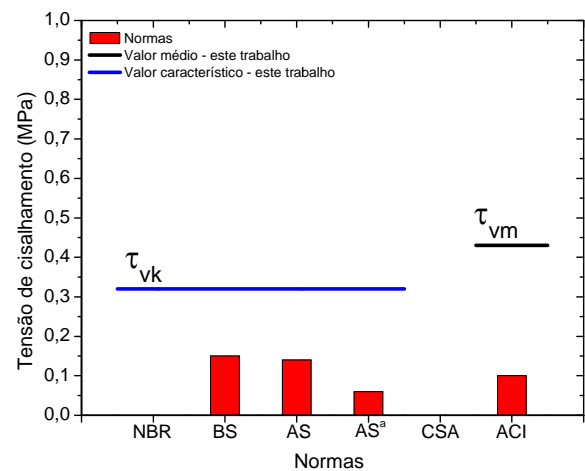


(b) Série II

Figura 6.1 – Comparação com as normas – Série I e II.



(a) Série III



(b) Série IV

Figura 6.2 – Comparação com as normas – Série III e IV.

A Tabela 6.2 apresenta os valores médios de resistência ao cisalhamento obtidos por outros autores que utilizaram materiais e métodos de ensaio parecidos aos utilizados neste trabalho, e a Tabela 6.3 apresenta os valores característicos. Cabe lembrar que a configuração de ensaio, o número de exemplares e a escala utilizada pelos pesquisadores aqui mencionados, não foram exatamente os mesmos utilizados no presente trabalho. Assim, uma comparação

direta deve ser realizada com ressalvas. As informações relevantes relativas a cada um desses trabalhos estão descritas no item Revisão Bibliográfica.

Tabela 6.2 – Valores característicos de outros pesquisadores.

Série	τ_{vk} (MPa)	τ_k (MPa)						
		Camacho (2001)	Silva (2003)	Capuzzo Neto (2005)	Mauricio (2005)	Moreira (2007)	Drysdale et al. (2008)	Bosiljkov et al. (2010)
I	0,60	–	–	–	0,57	–	0,35	0,87
II	0,59	0,39	0,65	1,10	–	0,92	–	–
III	0,63	–	–	–	–	–	–	–
IV	0,32	0,41	0,46	–	–	0,42	–	–

Tabela 6.3 – Valores médios de outros pesquisadores.

Série	τ_{vm} (MPa)	τ_m (MPa)						
		Camacho (2001)	Silva (2003)	Capuzzo Neto (2005)	Mauricio (2005)	Moreira (2007)	Drysdale et al. (2008)	Bosiljkov et al. (2010)
I	0,72	–	–	–	0,88	–	0,57	1,15
II	0,69	0,47	0,90	1,32	–	1,20	–	–
III	0,74	–	–	–	–	–	–	–
IV	0,43	0,49	0,59	–	–	0,75	–	–

Camacho (2001) obteve valores reduzidos para amarração direta de paredes de blocos cerâmicos em relação aos valores para amarração indireta. Já Silva (2003) e Moreira (2007) obtiveram comportamento contrário, em que a amarração indireta resistiu menos que a amarração direta. Vale lembrar que Silva (2003) realizou ensaio em condições muito semelhantes às de Camacho (2001) e mesmo assim obteve comportamento diferente. No presente trabalho, todavia, foram obtidos os dois tipos de comportamento, indicando que os mecanismos de ruptura da interface de paredes com o mesmo tipo de ligação podem ser variados e, portanto, todos devem ser previstos e verificados em projeto.

Ao se comparar os resultados desses autores com as normas, verifica-se que apenas Drysdale et al. (2008) chegaram na resistência estabelecida pela norma brasileira e pela norma britânica. Enquanto Mauricio (2005) e Camacho (2001) chegaram ao limite da norma australiana para amarração direta. Com respeito à amarração indireta, nenhum dos limites normativos foi atendido.

Mais uma vez confirma-se a natureza conservadora dos valores normativos resumidos na Tabela 6.1, sugerindo-se uma avaliação criteriosa das disposições normativas atuais, principalmente no que diz respeito à amarração indireta.

6.3 Cálculo simplificado da resistência ao cisalhamento da interface

6.3.1 Amarração direta

Os blocos comuns à parede central e aos flanges foram os principais elementos que contribuíram no mecanismo resistente das interfaces dos painéis H com amarração direta. É fato que esses blocos foram solicitados por uma força cortante intensa na região da interface, originando, portanto, uma ruptura por tração indireta nos blocos.

Assim, buscou-se estimar a força de ruptura para os painéis H de blocos de concreto e de blocos cerâmicos com amarração direta partindo-se dessa propriedade (tração indireta do bloco), uma vez que é uma propriedade relativamente simples de se obter ou estimar. Podendo, portanto, ser facilmente empregada.

6.3.1.1 Painéis H com blocos de concreto

Considerando-se que a ruptura dos painéis H com amarração direta ocorreu pela tração indireta dos blocos de amarração, e que seis blocos atravessaram o plano de cisalhamento, a Equação 6.11 mostra a primeira estimativa de força de ruptura da interface ($F_{rup,est}$), em que $F_{tb,ind}$ é a força média responsável pela tração indireta do bloco de amarração de concreto, 23,19 kN.

$$F_{rup,est} = 6 F_{tb,ind} = 6 \times 23,19 = 139,14 \text{ kN} \quad 6.11$$

Assim, a Equação 6.11 resultaria em uma força que provoca tensões de cisalhamento na interface de 139,14 kN. Essa resposta é aproximadamente 30% menor que a força média obtida experimentalmente, 198,58 kN.

No ensaio dos painéis H, a linha de aplicação da força cortante no bloco que intercepta a interface pode variar, pois o bloco da fiada superior pode estar apoiado em parte nas espessuras das paredes do bloco inferior, conforme ilustra a Figura 6.3a (como o realizado no ensaio de tração indireta), e em parte na região do septo, como apresentado na Figura 6.3b. Como a resposta aproximada obtida é inferior ao medido nos ensaios dos painéis, conclui-se que esse apoio em ambas as regiões ocorreu, tendo havido uma contribuição maior do que a prevista no ensaio de caracterização.

Assim, parece mais adequado determinar-se a média entre a largura de aplicação do carregamento no ensaio de caracterização (82,50 mm) e a largura total do septo (140 mm) para ser utilizada em uma nova estimativa da força de ruptura da interface.

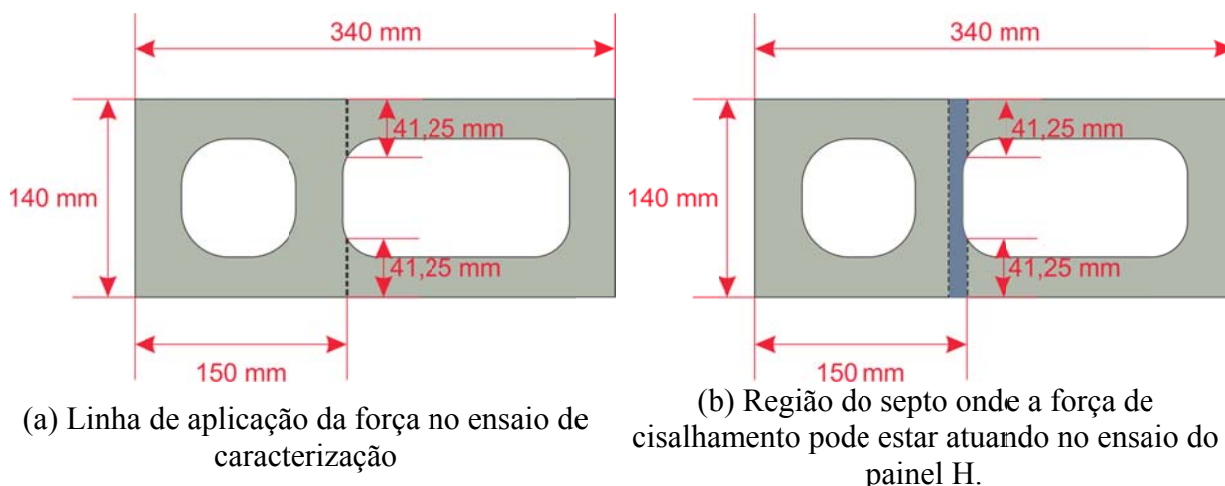


Figura 6.3 – Largura de aplicação da força – bloco de concreto.

Essa média correspondeu a largura equivalente de 111,25 mm. A razão entre a largura equivalente e a largura do ensaio de caracterização foi 1,35. Considerando, por simplicidade, uma relação direta entre o acréscimo da força responsável pela tração indireta dos blocos e o acréscimo da largura considerada na aplicação dessa força, uma nova estimativa para a força de ruptura da interface é encontrada na Equação 6.12. Vale lembrar que essa relação com a largura equivalente foi observada nos ensaios de caracterização entre os blocos inteiros e os blocos de amarração (ver Tabela 3.14).

$$F_{rup,est} = 1,35 \times 6 \times F_{tb,ind} = 1,35 \times 6 \times 23,19 = 188 \text{ kN} \quad 6.12$$

A força que provoca tensões de cisalhamento estimada resultou em 188 kN, que corresponde a um valor 5% inferior à força obtida nos ensaios.

6.3.1.2 Painéis H com blocos cerâmicos

Para os painéis H de blocos cerâmicos foram realizadas as mesmas estimativas citadas no item 6.3.1.1.

Nesse caso, a força de ruptura por tração indireta dos blocos cerâmicos foi de 22,07 kN. Aplicando-se a Equação 6.13 obteve-se uma força de ruptura estimada de 132,42 kN. Essa resposta foi 30% menor que a força obtida experimentalmente (190,01 kN).

$$F_{rup,est} = 6 F_{tb,ind} = 6 \times 22,07 = 132,42 \text{ kN} \quad 6.13$$

Realizou-se uma nova estimativa de força de ruptura, análoga à realizada para os painéis H com blocos de concreto. A largura na qual estava sendo aplicada a força no ensaio de tração indireta do bloco era de 38 mm, conforme ilustra a Figura 6.4a. Contudo, a largura de contribuição do septo central do bloco era de 95 mm, conforme ilustra a Figura 6.4b.

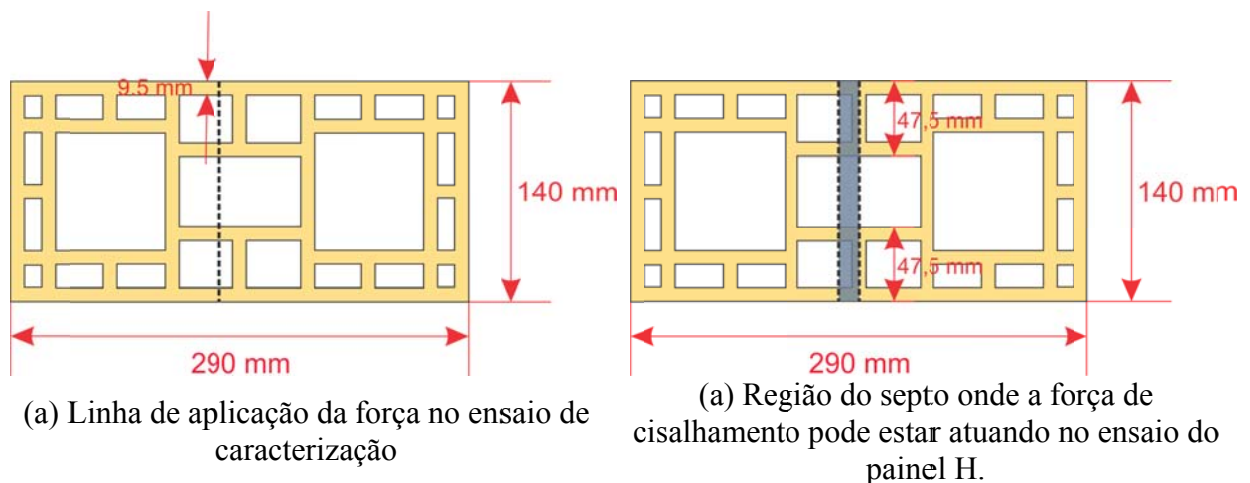


Figura 6.4 – Largura equivalente de aplicação da força – bloco cerâmico.

O valor médio dessa largura equivalente é 66,5 mm, correspondendo a uma razão de 1,75 entre as larguras. Portanto, a nova força de ruptura estimada da interface pode ser expressa pela Equação 6.14.

$$F_{rup,est} = 1,75 \times 6 \times F_{tb,ind} = 1,75 \times 6 \times 22,07 = 231,74 \text{ kN} \quad 6.14$$

A força de ruptura estimada a partir da nova configuração apresenta um valor 18% superior ao obtido experimentalmente.

6.3.1.3 Força de ruptura estimada – amarração direta

Ao se considerar apenas a contribuição da força de tração indireta dos blocos obtida pelo ensaio de caracterização, obtiveram-se valores subestimados para a força de ruptura dos painéis H, aproximadamente 30% inferior. No entanto, ao se considerar uma largura equivalente para aplicação do carregamento, a resistência da interface alcançou um valor 5% menor que o obtido experimentalmente para painéis de blocos de concreto, enquanto que nos painéis de blocos cerâmicos a força estimada foi 18% maior que a experimental. A utilização da largura equivalente implicou em um aumento de 35% e 75% da força de tração indireta dos blocos de concreto e cerâmico, respectivamente.

Dessa forma, um modo empírico razoável para se obter a resistência ao cisalhamento da alvenaria ao longo das interseções, para condições análogas às deste trabalho, consiste em majorar em 50% a força de resistência à tração indireta do bloco e multiplicá-la pela quantidade de blocos que interceptam o plano de cisalhamento.

Ao se considerar essa estimativa, obtêm-se as forças de ruptura estimadas apresentadas na Tabela 6.4, para os modelos de blocos de concreto e de blocos cerâmicos.

Tabela 6.4 – Estimativa de força de ruptura dos painéis com amarração direta.

Material	$f_{tb,ind}$ (kN)	F_{rup} (kN)	$f_{tb,ind}$ (kN)+50%	$F_{rup,est}$ (kN)	Diferença
Concreto	23,19	198,58	34,79	208,71	+5%
Cerâmico	22,07	190,01	33,11	198,63	+4%

6.3.2 Amarração indireta

Nos ensaios dos painéis H com amarração indireta observou-se que podem ocorrer pelo menos dois tipos de ruptura: esmagamento do bloco pelo aço associado a tração indireta dos blocos, ou escoamento das barras de aço. Além disso, existe uma resistência inicial da interface que é responsável pelo comportamento linear da ligação. Diante dessas constatações procurou-se enunciar algumas verificações.

6.3.2.1 Painéis H com blocos de Concreto

— Estimativa da força de resistência ao cisalhamento inicial

Primeiramente a tensão de cisalhamento atuante na interface ao longo da junta vertical antes do escorregamento foi expressa em função da pré-compressão, com base no critério de ruptura de Coulomb (ver Equação 6.15). Sendo, f_{v0} a coesão, $\tan\varphi$ o coeficiente de atrito e σ a tensão normal atuante na interface. Os valores de f_{v0} e $\tan\varphi$ foram obtidos experimentalmente e σ foi obtido numericamente.

$$f_v = f_{v0} + \tan\varphi \cdot \sigma = 0,1721 + 0,5687 \times 0,1196 = 0,24 \text{ MPa} \quad 6.15$$

Portanto, a força atuante na interface ao longo da junta vertical, antes do escorregamento, foi estimada a partir da Equação 6.16.

$$F_{lin,est} = f_v \times 2 \text{ lados} \times A_{interface} = 0,24 \times 2 \times 140 \times 990/1000 = 66,53 \text{ kN} \quad 6.16$$

Esse valor foi 9% inferior ao valor experimental, 73,37 kN. Essa resposta é bastante razoável, levando em conta os inúmeros parâmetros envolvidos nesse mecanismo resistente.

Após a perda de resistência inicial, consideram-se duas possibilidades de ruptura: a tração indireta dos blocos, que podem ser rasgados pelo grampo, ou o escoamento das barras de aço associado ao efeito de pino.

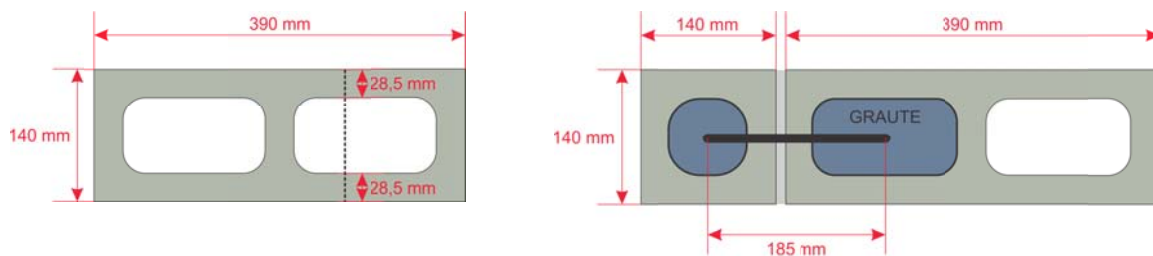
— Estimativa de ruptura por tração indireta do bloco

A força de ruptura por tração indireta dos blocos de concreto foi de 15,61 kN ($F_{tb,ind}$). Considerando-se que quatro grampos atravessavam o plano de cisalhamento, pode-se estimar a força de ruptura da interface por tração indireta do bloco ($F_{rup,est,ti}$) por meio da Equação 6.17.

$$F_{rup,est,ti} = 4 \times F_{tb,ind} = 4 \times 15,61 = 62,44 \text{ kN} \quad 6.17$$

Essa resposta foi 62% inferior à força obtida experimentalmente (163,30 kN).

A força de ruptura por tração indireta do bloco de concreto foi obtida em uma largura de contato que correspondia às espessuras de duas paredes do bloco, ou seja, 57 mm, ver Figura 6.5a. No entanto, ao se considerar que os blocos da interseção dos painéis H estavam grauteados, estimou-se a força de ruptura por tração indireta para uma largura correspondente à do contato do grampo, descontando-se a espessura da junta (175 mm), conforme Figura 6.5b.



(a) Linha de aplicação da força no ensaio de caracterização

(a) Seção cheia onde a força de cisalhamento atua no ensaio do painel H.

Figura 6.5 – Largura equivalente de aplicação da força – amarração indireta – bloco de concreto.

Dessa forma, obteve-se uma razão de 3,07 entre as larguras do grampo e do bloco. A força de ruptura da interface estimada por tração indireta do bloco, pode, portanto, ser obtida pela Equação 6.18.

$$F_{rup,est,ti} = 3,07 \times 4 \times F_{tb,ind} = 3,07 \times 4 \times 15,61 = 191,69kN \quad 6.18$$

Essa força de ruptura do painel H, estimada por tração indireta dos blocos, é 15% superior ao obtido experimentalmente.

— Estimativa de ruptura por escoamento das barras de aço, com efeito de pino como mecanismo resistente

O escoamento da barra de aço também provocou a ruptura dos painéis. Nesse caso, dois efeitos foram considerados como mecanismos resistentes: a coesão e o efeito de pino.

De acordo com o Boletim FIB 43 (2010), a resistência ao cisalhamento puro de uma barra de aço pode ser estimada adotando o critério de escoamento de von Mises, que é expresso na Equação 6.19. Em que f_y é a resistência ao escoamento do aço.

$$f_{vR} = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y = \frac{1}{\sqrt{3}} \times 572 = 330,24 \text{ MPa} \quad 6.19$$

Dessa forma, estimou-se a força de ruptura por escoamento da barra de aço ($F_{rup,est,esc}$) por meio das equações 6.20 e 6.21. Em que, f_{v0} é a coesão da interface e A_g é a área do grampo correspondente à área da barra de 10 mm.

$$F_{rup,est,esc} = (f_{v0} \text{ 2 lados } A_{cis}) + (f_{vR} \text{ 4 grampos } A_g) \quad 6.20$$

$$F_{rup,est,esc} = \left(0,1721 \times 2 \times 140 \times \frac{990}{1000}\right) + \left(330,24 \times 4 \times \frac{78,54}{1000}\right) = 151,45 \text{ kN} \quad 6.21$$

Esse valor de força de ruptura estimada por escoamento do aço é 7,3% inferior ao valor obtido experimentalmente (163,30 kN).

6.3.2.2 Painéis H com blocos cerâmicos

— Estimativa da força de resistência ao cisalhamento inicial

Em primeiro lugar foi analisada a estimativa da força ao final do trecho linear. A coesão da junta vertical adotada nessa estimativa foi o valor experimental da junta horizontal, uma vez que o valor experimental da junta vertical não representou bem o ensaio do painel H.

A tensão de cisalhamento atuante na interface ao longo da junta vertical, antes do escorregamento, foi expressa em função da pré-compressão com base no critério de ruptura de Coulomb (ver Equação 6.22). Sendo, f_{v0} a coesão, $\tan\varphi$ o coeficiente de atrito e σ a tensão normal atuante na interface. Os valores de f_{v0} e $\tan\varphi$ foram obtidos experimentalmente e σ foi obtido numericamente.

$$f_v = f_{v0} + \tan\varphi \cdot \sigma = 0,183 + 0,289 \times 0,507 = 0,33 \text{ MPa} \quad 6.22$$

Nesse caso, a estimativa da força referente ao final do trecho linear é dada pela Equação 6.23.

$$F_{lin,est} = f_v \cdot 2 \text{ lados} \cdot A_{cis} = 0,33 \times 2 \times 140 \times 990/1000 = 91,47 \text{ kN} \quad 6.23$$

O valor estimado foi praticamente igual ao valor experimental, 91,65 kN. O que comprova que a resistência inicial do modelo era dependente apenas das características da junta da interface.

— Estimativa de ruptura por tração indireta do bloco

Após o deslizamento, a capacidade de aderência da interface é perdida e quando não há acréscimo de resistência proporcionado pelos grampos, a força de ruptura da interface pode ser estimada por tração indireta dos blocos.

Sendo a força de ruptura por tração indireta dos blocos cerâmicos 22,07 kN, e considerando-se que quatro grampos atravessavam o plano de cisalhamento, obteve-se uma força de ruptura estimada para o painel H a partir da Equação 6.24.

$$F_{rup,est,ti} = 4 F_{tb,ind} = 4 \times 22,07 = 88,28 \text{ kN} \quad 6.24$$

Essa resposta é cerca de 6% inferior à força obtida experimentalmente de 93,56 kN.

Ressalta-se que para os blocos cerâmicos não vale a estimativa de força de ruptura do bloco para seção cheia, uma vez que os blocos cerâmicos tinham furos em suas paredes laterais que não estavam preenchidos com graute.

— Estimativa de ruptura por escoamento das barras de aço, com efeito de pino como mecanismo resistente

A estimativa da força de ruptura por escoamento do aço é semelhante à apresentada para os painéis de blocos de concreto.

A resistência ao cisalhamento puro de uma barra de aço estimada por meio da adoção do critério de escoamento de von Mises, é $f_{vR} = 330,24 \text{ MPa}$.

Dessa forma, estimou-se a força de ruptura por cisalhamento da barra de aço ($F_{rup,est,esc}$) dada pelas equações 6.25 e 6.26. Em que, f_{vo} é a coesão da interface e A_g é a área do grampo correspondente à área da barra de 10 mm.

$$F_{rup,est,esc} = (f_{vo} \text{ 2 lados } A_{cis}) + (f_{vR} \text{ 4 grampos } A_g) \quad 6.25$$

$$F_{rup,est,esc} = \left(0,183 \times 2 \times 140 \times \frac{990}{1000}\right) + \left(330,24 \times 4 \times \frac{78,54}{1000}\right) = 154,48kN \quad 6.26$$

Esse valor de ruptura estimada é 61% superior ao obtido experimentalmente. O que já era esperado, pois como foi observado nos ensaios, o aço não atuou em sua totalidade nessa série de experimentos.

6.3.2.3 Força de ruptura estimada – amarração indireta

A força de cisalhamento inicial da interface dos painéis H com amarração indireta pôde ser estimada com base no critério de ruptura de Coulomb, apresentando resultados bastante satisfatórios, ver Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Estimativa de força de cisalhamento inicial da interface – amarração indireta.

Material	F_{linear} (kN) Exp.	$F_{lin,est}$ (kN)	Diferença
Concreto	73,37	66,53	-9,3%
Cerâmico	91,65	91,47	-0,2%

Quanto à força de ruptura última da interface, para amarração indireta foram aplicadas duas estimativas: a tração indireta dos blocos e o escoamento da armadura, as quais estão resumidas na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Estimativa de força de ruptura da interface – amarração indireta.

Material	$f_{tb,ind}$ (kN) Exp.	F_{rup} (kN) Exp.	$F_{cis,est,ti}$ (kN)	Diferença	$F_{cis,est,esc}$ (kN)	Diferença
Concreto	15,16	163,30	191,69	+15%	151,45	-7,3%
Cerâmico	22,07	93,56	88,28	-6%	154,48	+65%

Observa-se que para os painéis de blocos de concreto a força de ruptura da interface estimada por escoamento das barras de aço foi a que melhor correspondeu aos valores experimentais, confirmando a ruptura por escoamento do aço dos painéis.

Quanto aos painéis de blocos cerâmicos, a estimativa por tração indireta dos blocos correspondeu bem à força de ruptura da interface, indicando mais uma vez o que ocorreu no ensaio. Já a ruptura por escoamento das barras de aço estimou para mais a capacidade resistente da interface nesse caso.

6.4 Conclusões do capítulo

Primeiramente foi realizada uma comparação da resistência da interface com as prescrições de alguns códigos normativos e com alguns autores. Pode-se afirmar que esses códigos se mostraram conservadores na maioria dos casos, principalmente com respeito à amarração indireta. As normas australiana e norte-americana (em seu limite menos conservador) foram as que apresentaram valores mais próximos aos encontrados neste trabalho para ligações com amarração direta.

Quanto à estimativa de força de ruptura da interface dos painéis com amarração direta, buscou-se uma relação com a força de tração indireta dos blocos, uma vez que a ruptura observada nos ensaios foi semelhante ao tipo de ruptura originada por esse tipo de solicitação.

Ao se analisar as condições de contorno do ensaio de caracterização de tração indireta dos blocos e do ensaio do painel H, chegou-se a uma relação exploratória para estimar a força de ruptura da interface. Essa relação consiste em majorar em 50% a força responsável pela tração indireta dos blocos, e multiplicá-la pela quantidade de blocos que atravessam o plano de cisalhamento da interface.

Quanto à força de cisalhamento inicial da interface dos painéis H com amarração indireta, pôde-se estabelecer uma relação compatível com os resultados experimentais e numéricos.

Com relação à força de ruptura dos painéis de blocos de concreto com amarração indireta, obteve-se boa correspondência com a força estimada por escoamento das barras de aço.

Para os painéis de blocos cerâmicos com amarração indireta, a força estimada por tração indireta correspondeu bem à força de ruptura do ensaio, no entanto a estimativa por escoamento das barras de aço apresentou uma capacidade da interface entre as paredes estimada para mais.

Assim, para a amarração indireta, sugere-se adotar a menor entre as duas opções para a estimativa da força de ruptura, seja o material cerâmico ou concreto.

Por meio dessas análises foi possível prever a resistência da interface, na ausência de ensaios específicos. Vale lembrar que as relações aqui apresentadas são válidas para ensaios em condições análogas às deste trabalho.

7 CONCLUSÕES

Este trabalho foi dividido em quatro etapas: a caracterização dos materiais, os ensaios de cisalhamento da interface em painéis H, a modelagem numérica e a análise de resultados. A seguir são apresentadas as principais conclusões de cada uma dessas etapas, estabelecendo-se um paralelo com os objetivos almejados. Ainda neste capítulo são apresentadas sugestões para trabalhos futuros

Primeiramente foi realizada a caracterização das principais propriedades físicas e mecânicas dos componentes da alvenaria, e da alvenaria como um material compósito, na qual se variou o tipo de bloco, concreto e cerâmico, e o traço de argamassa, sendo um de maior resistência (A1) e um de menor resistência (A2). As principais conclusões dessa etapa são descritas a seguir.

A medida do módulo de elasticidade dos blocos varia em função da instrumentação utilizada. Neste trabalho, o módulo de elasticidade obtido pelos *clip-gauges* apresentaram resultados mais confiáveis, tendo em vista a mínima variação entre os resultados referentes aos blocos e meio-blocos, apesar de não se obter o trecho pós-pico do ensaio com esse instrumento.

A resistência à tração indireta do bloco de concreto correspondeu a 5% de sua resistência à compressão. Já para blocos cerâmicos essa proporção foi de 6%. Esses valores são menores que os sugeridos na bibliografia consultada.

No caso das argamassas, além dos ensaios estáticos para obtenção do módulo de elasticidade da argamassa, foram realizados ensaios acústicos não destrutivos pelo método de excitação por impulso para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico. Uma boa correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico foi obtida, indicando que o módulo de elasticidade dinâmico pode ser utilizado para estimar o módulo de elasticidade estático, desde que se conheça a relação entre eles. Também foi possível concluir que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão estão relacionados por meio de uma função exponencial. Esses ensaios se mostraram muito promissores, pois são de rápida execução, o mesmo corpo de prova pode ser utilizado várias vezes e a dispersão dos resultados é reduzida em relação aos ensaios estáticos.

Quanto às propriedades mecânicas da alvenaria, estas não apresentaram diferenças percentuais significativas em função da argamassa utilizada, com exceção da resistência à tração na flexão de alvenaria de blocos cerâmicos.

Quanto ao comportamento da junta ao cisalhamento, os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento segue o critério de Mohr-Coulomb, com uma relação linear entre as tensões de cisalhamento e as tensões normais. Além disso, a dilatância e a energia de fraturamento do Modo II também dependem das tensões normais.

Algumas dificuldades foram encontradas na execução dos ensaios de cisalhamento, principalmente nos da junta vertical, haja vista que este apresenta grande suscetibilidade à flexão, o que pode afetar os resultados. Sugere-se que esse ensaio seja realizado por meio de um esquema de ensaio semelhante ao descrito por Hofmann e Stöckl (1986), que parece produzir tensões nas interfaces mais uniformes e reduz o efeito da flexão.

O ensaio de cisalhamento das juntas de argamassa se mostrou muito importante quando se pretende representar numericamente a alvenaria por meio de um micromodelo, uma vez que fornece parâmetros fundamentais da interface que representam as juntas de argamassa. No entanto, é um ensaio muito sensível às condições de contorno e de carregamento, o que pode levar a uma grande dispersão dos resultados. Portanto, sugere-se que seja realizado com o máximo de amostras possível (no mínimo seis) e várias intensidades de pré-compressão, para que se obtenham resultados acurados.

A segunda etapa consistiu nos ensaios de cisalhamento em painéis H, que foram realizados com o intuito de determinar a resistência apresentada pelas interfaces, quando conectadas por amarração direta e amarração indireta com grampos de 10 mm de diâmetro. Essa etapa também tem como objetivo o estudo dos mecanismos resistentes de cada ligação.

Desses ensaios pode-se afirmar que todas as paredes romperam por cisalhamento da interface. Entretanto, o mecanismo resistente foi diferenciado dependendo do tipo de ligação entre as paredes e o material do bloco. Nesse sentido algumas considerações são oportunas.

Na Série I, que consistiu de painéis H com blocos de concreto e amarração direta, os blocos da interface foram submetidos a uma grande concentração de tensões devida à tração indireta. A resistência da interface na área bruta foi de 0,60 MPa.

Na Série II, que consistiu de painéis H com blocos cerâmicos e amarração direta, os blocos da interface também sofreram tração indireta. A resistência da interface na área bruta foi de 0,59 MPa.

Na Série III, que consistiu em painéis H com blocos de concreto e amarração indireta, as interfaces apresentaram uma resistência inicial até aproximadamente 50% do carregamento máximo e tiveram um comportamento linear. Após a perda dessa resistência se iniciou o trecho não linear com um significativo acréscimo de capacidade promovido pelos grampos de aço da ligação. Nesse modelo foi claro o efeito de pino gerado pela deformação do grampo. Houve escoamento das barras de aço e a resistência da interface na área bruta foi de 0,63 MPa, praticamente a mesma da primeira série que trata de amarração direta. Aqui se conclui que nem sempre a amarração direta supera a amarração indireta em termos de força de ruptura. Esse comportamento é bastante benéfico à estrutura, pois apresenta resistência correspondente à da amarração direta com a ductilidade de uma ligação com grampos. A seção grauteada desses modelos apresentou resistência suficiente para dissipação de energia do aço, o que pode estar associado ao confinamento do graute e é extremamente favorável à ligação.

Na Série IV, que consistiu de painéis H com blocos cerâmicos e amarração indireta, as interfaces apresentaram ruptura por tração indireta do bloco de apoio. Nesse caso, as paredes também apresentaram uma resistência inicial e após a sua perda não houve acréscimo de resistência da interface, sem manifestação do escoamento da armadura. A resistência da interface na área bruta foi de 0,32 MPa, 50% do valor obtido para Série II que trata de amarração direta com blocos cerâmicos. O problema do aço não ter sido solicitado foi também observado nos ensaios de tração indireta dos blocos, quando estes foram realizados com aplicação de deslocamento por meio de um cilindro metálico. Nesse ensaio também houve esmagamento dos blocos, sendo necessário um novo equipamento para aplicação do carregamento. Isso sugere que a geometria do conector possa ter influência no comportamento da ligação de paredes com blocos cerâmicos. Nessa série também foi observado que os furos das paredes dos blocos da interface, que não foram grauteados, representam um plano preferencial de ruptura da ligação.

Os ensaios nos painéis H apresentaram resultados bastante satisfatórios, comprovando a eficiência do modelo de cisalhamento proposto por Capuzzo Neto (2005).

Com os ensaios de caracterização dos materiais e os ensaios de cisalhamento nos painéis H, os mecanismos de transferência de tensões entre a parede central e os flanges puderam ser avaliadas. Além disso, as resistências ao cisalhamento da interface foram determinadas.

Na terceira etapa, a partir dos resultados experimentais foram definidos quatro modelos numéricos em elementos finitos que representaram suficientemente o comportamento das ligações estudadas.

Aos modelos numéricos foram atribuídas propriedades inerentes da caracterização dos materiais e as que não foram obtidas experimentalmente, foram ajustadas numericamente.

A força última estimada pela análise numérica apresentou ótima correlação com aquelas obtidas experimentalmente, com diferença percentual máxima de 7,6%. Os modelos puderam prever a separação das paredes após a ruptura e o comportamento pós-pico dos ensaios. Também foi possível simular o efeito de pino promovido pelo aço por meio de um elemento de viga.

O padrão de fissuração resultante dessas análises revelaram similaridades entre os panoramas numéricos e os experimentais, guardadas as devidas diferenças na forma de ocorrência dessas fissuras (fissuração discreta nos ensaios e fissuração distribuída na análise numérica).

A simulação computacional previu bem o comportamento experimental no que diz respeito à força última, deslocamentos e padrão de fissuração. Assim, o modelo numérico e os parâmetros obtidos na caracterização dos materiais podem ser considerados validados. Pode-se, portanto, utilizá-los em análises paramétricas na impossibilidade de executar o modelo experimental.

Na quarta e última etapa, os resultados experimentais foram comparados com as prescrições normativas de diversos países e com resultados de outros pesquisadores.

Prescrições normativas muito restritivas, além de um número limitado de informações sobre a resistência ao cisalhamento vertical de outros tipos de ligação, que diferem da amarração direta, podem levar à negligência do problema do cisalhamento das interfaces verticais. Assim, este trabalho buscou contribuir com o meio científico, apresentando informações consistentes sobre o cisalhamento nas interfaces verticais, referentes a dois tipos de ligação e dois materiais tipicamente brasileiros.

Com relação à amarração direta, as normas australiana e norte-americana (em seu limite menos conservador) foram as que apresentaram valores mais próximos aos encontrados neste trabalho. As demais normas apresentaram valores reduzidos, próximas à metade daqueles obtidos experimentalmente. Quanto à amarração indireta, todas as normas apresentaram-se conservadoras. A maioria dos autores consultados obtiveram valores de resistência ao cisalhamento vertical superiores ao das normas estudadas, confirmando a natureza conservadora desses códigos.

Por meio das constatações dos mecanismos resistentes, foi realizado um cálculo simplificado de previsão da força de ruptura da interface. A verificação das paredes com amarração direta foi enunciada com base na resistência à tração indireta dos blocos, uma vez que esse foi o mecanismo de ruptura observado experimentalmente, e esta é uma propriedade relativamente simples de se obter ou estimar, podendo, portanto, ser facilmente empregada. Essa verificação consiste em majorar a força de resistência à tração indireta do bloco em 50%. A força de ruptura da interface vertical estimada pode ser obtida por meio da quantidade de blocos que atravessam o plano de cisalhamento multiplicada pela força de resistência à tração indireta do bloco majorada. Esse valor apresentou boa correlação com os resultados experimentais.

A força de cisalhamento inicial da interface dos painéis H com amarração indireta pôde ser estimada com base no critério de ruptura de Coulomb, apresentando resultados bastante satisfatórios.

A força de ruptura dos painéis de blocos de concreto com amarração indireta teve boa correspondência com a força estimada por escoamento do aço.

Para os painéis de blocos cerâmicos com amarração indireta, a força estimada por tração indireta correspondeu bem à força de ruptura do ensaio, no entanto a estimativa por escoamento do aço apresentou uma capacidade superestimada da interface entre as paredes.

Assim, para a amarração indireta, a adoção da menor entre as duas opções para a estimativa da força de ruptura, seja o material cerâmico ou concreto, parece razoável.

Com essas análises é possível prever a resistência da interface, na ausência de ensaios específicos. Vale lembrar que as relações aqui apresentadas são válidas para ensaios em condições análogas às deste trabalho.

Como sugestões para trabalhos futuros tem-se:

- Estudo experimental e numérico de outras formas de ligação entre paredes;
- Estudo aprofundado sobre a resistência ao cisalhamento inicial das interfaces de paredes com amarração indireta;
- Aperfeiçoamento do método simplificado para estimar a máxima tensão que pode ocorrer com segurança na interface vertical dos painéis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALI, S. S.; SINHA, B. P.; USMANI, A., *Solid masonry walls stiffened by returns*. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES , 6 , Bangalore, India, 11-13 October 2000. Proceedings /ed. B. V. V. Reddy, B. P. Sinha. p. 119 – 127. New Delhi : Allied Publishers, 2000.

ALMEIDA, J. C. C., *Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tração*. Dissertação – Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.

ALMEIDA, J. A. P. P., *Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements*. Master's Thesis – Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2012.

AMADIO, C.; RAJGELJ, S., *Shear behavior of brick-mortar joints*. Masonry International 5, 1991.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *ACI-530 – Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*, Detroit, Michigan, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *E72 – 10: Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction*. Pennsylvania, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *C469: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. Pennsylvania, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *C1006 – 07: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units*. Pennsylvania, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *C1072 – 12: Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength*. Pennsylvania, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *E519 – 81: Diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. Pennsylvania, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*, Rio de Janeiro, 2008.

_____, *NBR 6136 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos*, Rio de Janeiro, 2007.

_____, *NBR 6892 – Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente*, Rio de Janeiro, 2002.

_____, *NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação*, Rio de Janeiro, 1983.

_____, *NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão*, Rio de Janeiro, 1997.

_____, *NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*, Rio de Janeiro, 2011.

_____, *NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio*, Rio de Janeiro, 2007.

_____, *NBR 14321: Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento*, Rio de Janeiro, 1999.

_____, *NBR 15270-2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos*, Rio de Janeiro, 2005.

_____, *NBR 15270-3: Componentes cerâmicos – Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação - Métodos de ensaio*, Rio de Janeiro, 2005.

_____, *NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos*, Rio de Janeiro, 2010.

_____, *NBR 15812-2: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras*, Rio de Janeiro, 2010.

_____, *NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projetos*, Rio de Janeiro, 2011.

_____, *NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras*, Rio de Janeiro, 2011.

_____, *NBR NM 23: Cimento portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica*, Rio de Janeiro, 2001.

_____, *NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios*, Rio de Janeiro, 2006.

_____, *NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente*, Rio de Janeiro, 2009.

_____, *NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água*, Rio de Janeiro, 2009.

_____, *NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*, Rio de Janeiro, 1998.

_____, *NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica*, Rio de Janeiro, 2003.

AUSTRALIAN STANDARD. *AS 3700 Masonry structures*. Austrália, 2001.

BULLETIN FIB 43. *Structural connections for precast concrete buildings*. Switzerland, 2008.

BOSILJKOV, V., PAGE, A. W., SIMUNDIC, M. S. G.; ZARNIC, R., *Shear capacity of the Flange-Web Intersections of Brick Masonry Nonrectangular Sections*. Journal of Structural Engineering, Vol. 136, No. 5, May, pp. 574–585. 2010.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *BS 5628 – Code of practice for structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry*. Londres, Inglaterra. 2005.

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, Universidade Estadual Paulista. 2001.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. *CSA S 304.1-04. – Design of masonry structures*. Canada. 2004.

CANDIA, M. C. *Resistência de aderência ao cisalhamento da alvenaria estrutural não armada de blocos cerâmicos*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1994.

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

CAPUZZO NETO, V., *Interação de paredes em alvenaria estrutural sob ações verticais*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2005.

CARASEK, H., *Aderência de argamassa à base de cimento portland a substratos porosos – avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação*. Tese de Doutorado, USP. São Paulo, 1996.

- CASTRO, D. V., *Experimental and numerical analysis of blockwork structures under cyclic loading*. Tese. Universidade do Minho. 2003.
- COLVILLE, J.; WOLDE-TINSAE, A. M., *Compressive strength of hollow concrete masonry*. The Masonry Society Journal, 1991.
- COLVILLE, J.; MILTENBERGER, M.A.; WOLDE-TINSAE, A. M., *Hollow concrete masonry modulus of elasticity*. The sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, Pennsylvania, 1993.
- CORRÊA, M. R. S., *Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural*. Tese (Livredocência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.
- CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A., *A simple finite element based model for evaluating the interaction of load bearing walls subjected to vertical loading*. Construction and Building Materials, 2003.
- COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A., *Módulos elásticos: visão geral e métodos de caracterização ATCP Engenharia Física Informativo Técnico-Científico ITC-ME/ATCP*. www.atcp.com.br. 2010.
- CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; PARKINSON, G. I., *Structural masonry detailing*. Londres, Granada Publishing. 1984.
- DAVID, C. R. P., D'AVILA, V. M. R., BITTENCOURT, E. *Análise da influência do efeito de pino e do comportamento não-linear do concreto à compressão na simulação numérica de painéis de concreto armado submetidos ao corte puro*. Mecánica Computacional - Asociación Argentina de Mecánica Computacional. Vol XXIX, p. 9777-9801. 2010
- DIANA. DIANA Finite Element Analysis. **User's manual release 9.4.4**. TNO DIANA, Delft, Netherland. 2011.
- DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R., *Masonry structures: behavior and design*. Enhllewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 1994.
- DRYSDALE, R. G., EL-DAKHAKHNI, W. W.; KOLODZIEJSKI, E. A., *Shear capacity for flange-web intersection of concrete block shear walls*. Journal of Structural Engineering, 134-6, 947-960. 2008.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, EN 1996-1-1 – *Eurocode 6 – Design of Masonry Structures. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. London: BSI, 2005.
- EUROPEAN STANDARD. *EN 1052-2, Methods of test for masonry: part 2 – determination of flexural masonry*, 1999.

_____, *EN 1052-3, Methods of test for masonry: part 3 – determination of initial shear strength*, 2002.

FREITAS, A. A. *Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2008.

GANESAN, T. P.; RAMAMURTHY K., *Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression*. *Journal of Structural Engineering-ASCE*. Jul. Vol. 118 (no 7), 1751-1769. 1992.

GONÇALVES JÚNIOR, L. A. *Avaliação de incertezas em modelo de dano com aplicação a prismas de alvenaria sob compressão*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2008.

HAACH, V. G., *Development of a design method for reinforced masonry subject to in-plane loading based on experimental and numerical analysis*. PhD-Thesis. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2009.

HAACH, V. G., RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S., *Numerical study of shear behavior of unreinforced flanged walls*. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 15, Florianópolis, Brazil. *Proceedings*. 2011.

HAACH, V. G.; CARRAZEDO, R. ; OLIVEIRA, L. M. F. ; CORRÊA, M. R. S. *Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars*. *NDT & E International*, v. 59, p. 18-24, 2013.

HAMID, A. A.; DRYSDALE R. G., *Suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compression*. American Concrete Institute- Journal Proceedings.; Vol. 76 (n. 10):1047-1062. Out. 1979.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R., *Design of masonry structures*. London, UK, E & FN Spon, 1997.

HOBBS, B.; ROMAN, H. R., *Shear behavior of mortar joints in brickwork subjected to non-uniform compressive stress*. *Proceedings 8 IBMAC*. Ed. J. W. de Courcy. London, Elsevier Applied Science. 2, 676-685, 1988.

HOFMANN, P.; STÖCKL, S., *Tests on the shear-bond behaviour in the bed joints of masonry*. *Mas. Int.*, Nº 9, 1-15, 1986.

IZQUIERDO, O. S., *Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto*. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2011.

JUKES, P.; RIDDINGTON, J. R., *A review of masonry joint shear strength test methods*. University of Sussex. Masonry international Journal, vol, 11, Nº 2, 1997.

LISSEL, S. L., SHRIVE, N. G.; PAGE, A. W., *Shear in plain, bed joint reinforced, and posttensioned masonry*. In : CANADIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, v.27, 5 , p.1021-1030. 2000.

LOTFI, H. R.; SHING, P. B., *Interface model applied to fracture of masonry structures*. Journal of Structural Engineering, Volume 120, Issue 1, 63-80. January 1994.

LOURENÇO, P. B., *Computational strategies for masonry structures*. Delft University Press: The Netherlands., 1996.

LOURENÇO P. B.; SOUSA, H., *Concepção e projeto para alvenaria*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria. Porto. 2002.

LOURENÇO, P. B., BARROS J. O.; OLIVEIRA J. T., *Shear testing of stack bonded masonry*. Construction and Building Materials, Elsevier, 2003.

LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G., *Multisurface interface model for analysis of masonry structures*, Journal of engineering mechanics, V.123(7), 660-668. 1997.

LOURENÇO, P. B., *Experimental and numerical issues in the modeling of the mechanical behaviour of masonry*, STRUCTURAL ANALYSIS OF HISTORICAL CONSTRUCTIONS II, Barcelona, 1998.

MASIA, M. J.; CORREA, M. R. S., *Confiabilidade de estruturas de alvenaria sujeitas a flexão e compressão*. Relatório de pesquisa: Ensaios para a avaliação da variabilidade da resistência de aderência – Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2007.

MATA, R. C., *Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto*. Dissertação. Florianópolis. Universidade Federal de Santa Catarina. 2006.

MATA, R. C., *Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2011.

MAURÍCIO, R. M., *Estudo teórico e experimental das ligações diretas contrafiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4*. Ilha Solteira. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista. 2005.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H., *Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: Produção de componentes e parâmetros de projeto*, Boletim Técnico da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993.

MEHTA P. K.; MONTEIRO P. J. M., *Concrete: microstructure, properties and materials*. 3rd Edition, New York: McGraw-Hill; 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*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2012.

MOHAMAD, G., *Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão*, Tese, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.

MOREIRA, E. M. S., *Análise experimental em escala reduzida de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos submetidas a ações verticais*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2007.

NUSS. L. K., NOLAND, J. L.; CHINN, J., *The parameters influencing shear strength between clay masonry units and mortar*,. Proceedings of the North American Masonry Conference, University of Colorado, Boulder, CO, 1978.

OLIVEIRA JR, L. A. *Ligação viga - pilar em estruturas de concreto pré - moldado solidarizada por concreto com fibras de aço – análises estática e dinâmica*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2012.

PARSEKIAN, G. A. *Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida*. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 2002.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE R, R. G., *Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural*. São Carlos: EduFSCar. 2012.

PASQUALI, I., *Influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica*. Santa Maria, 2007. 138p. Dissertação, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2007.

PELETEIRO S. C., *Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural*. Tese – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2002.

RIDDINGTON, J. R., FONG, K. H.; JUKES, P., *Numerical study of failure initiation in different joint shear tests*. University of Sussex. Masonry international Journal, vol, 11, Nº 2, 1997.

SIGNOR, R.; ROMAN, H. R., *Ensaio de transferência de cargas verticais entre grupos de paredes ortogonais*. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., Belo Horizonte, Brazil, 18-20 Sep. 2002. Proceedings. CEFET-MG / University of Edinburgh, p.209-218. 2002.

SILVA, W. J., *Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais*. Ilha Solteira, 2003. 144p. Dissertação – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho". 2003.

SIMUNDIC, G., *Diaphragm walls*. MS thesis, The Univ. of Newcastle, New South Wales, Australia. 1997.

SINHA, B. P. *Compressive strength of axially loaded diaphragm walls and walls restrained on their vertical edges*. Proceedings of the British Ceramic Society. (Load Bearing Brickwork). H. W. H. WEST, n. 30, p. 118-128. 1982.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W., *Tensile strength of brickwork specimens*. Proceedings of the British Ceramic Society, N° 24, p. 91-100, 1975.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W., *Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges*. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5., Washington, USA, 05-10 Oct. 1979 Proceedings. Washington, Brick Institute of America, p.254-261, 1979.

Van der PLUIJM, R., *Deformation controlled shear tests on masonry*. Rep. BI-92-104, TNO Building and Construction, Delft, The Netherlands. 1992.

Van der PLUIJM, R., *Shear behavior of bed joints*, Proceedings 6th North American Masonry Conference, Boulder, CO, The Masonry Society, 125-136, 1993.

Van der PLUIJM, R., *Out-of-Plane bending of masonry, behavior and strength*, Tese, Eindhoven University of Technology, 1999.

Van ZIJL, G. P. A. G. *Computational Modelling of Masonry Creep and Shrinkage*. PhD thesis, Delft University of Technology, 2000.

Van ZIJL, G. P. A. G. *Modeling masonry shear - compression: role of dilatancy highlighted*. Journal of Engineering Mechanics. V. 130, n. 11, p. 1289–1296 2004.

VEKEMANS, H. J.; ARCE, O. A., *Masonry walls with flanges*. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 6, Philadelphia, Pennsylvania, USA. Proceedings. p.99-110. 1993.

VEKEMANS, H. J., *Numerical analysis of masonry t-walls*. In : INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 10, Calgary, Canada. *Proceedings*. p.41-50, 1994.

VERMELTFOORT, A. Th.; Van der PLUIJM, R., *Strenght and deformation properties of masonry to be used in computer calculations*. Proceedings 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, p. 125-136, 1991.

APÊNDICE A

Blocos e meio blocos concreto

Tabela A.1 – Resultados da análise dimensional de blocos e meio-blocos de concreto.

Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Meio Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
1	139,50	192,67	390,83	1	140,25	189,25	190,75
2	138,67	191,33	390,75	2	140,00	189,25	190,25
3	139,33	191,25	390,58	3	140,00	189,50	190,25
4	139,83	191,08	390,08	4	140,25	189,25	190,00
5	139,42	191,67	390,67	5	141,50	189,75	191,25
6	139,08	191,33	390,50	6	140,50	190,00	190,25
Média	139,31	191,56	390,57	Média	140,42	189,50	190,46
DP	0,40	0,58	0,27	DP	0,56	0,32	0,46
CV (%)	0,28	0,30	0,07	CV (%)	0,40	0,17	0,24

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

Tabela A.2 – Espessura das paredes externas e dos septos, dimensões dos furos e raio das mísulas dos blocos de concreto.

Bloco	Espessura			Dimensão dos furos		Raio das mísulas (mm)
	Paredes externas (mm)	Septos (mm)	Transversal Equivalente (mm/m)	Longitudinal (mm)	Transversal (mm)	
1	26,36	25,07	192,56	146,25	77,00	41,11
2	26,13	25,33	194,59	145,75	76,25	42,36
3	26,91	26,69	204,98	145,38	76,13	42,55
4	26,27	26,90	206,60	146,00	78,14	41,44
5	26,25	27,14	208,49	146,13	75,50	42,56
6	26,37	26,89	206,52	146,13	76,38	42,09
Média	26,38	26,34	–	145,94	76,57	–
DP	0,27	0,89	–	0,32	0,91	–
CV (%)	1,04	3,40	–	0,22	1,19	–

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 paredes transversais 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 40 mm, expresso individualmente.

Tabela A.3 – Resultados da absorção de água, área bruta e área líquida dos blocos de concreto.

Bloco	Massa saturada (g)	Massa aparente (g)	Altura (mm)	Área bruta (mm ²)	Área líquida (mm ²)	Alíquida / Ábruta (%)
1	13412,0	7703,0	192,7	54521,3	29631,5	54,35
2	13155,0	7501,0	191,3	54184,0	29550,5	54,54
3	13443,0	7677,0	191,3	54421,3	30149,0	55,40
			Média	54375,5	29777,0	54,76
			DP	173,2	324,7	0,56
			CV (%)	0,32	1,09	1,02

Tabela A.4 – Resultados da absorção de água dos blocos de concreto.

Bloco	Massa seca (g)	Massa saturada (g)	Absorção (%)
1	12555,0	13412,0	6,83
2	12301,0	13155,0	6,94
3	12564,0	13443,0	7,00
Média	12473,3	13336,7	6,92
DP	149,3	158,1	0,09
CV (%)	1,20	1,19	1,26

Tabela A.5 – Resultados da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.

Bloco	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa)-transdutor	E na A _{bruta} (GPa)-clip	Área líquida (mm ²)	Tensão na A _{líq} (MPa)
1	544,42	54302,7	10,03	10,86	13,25	29736,1	18,31
2	581,80	54646,7	10,65	9,87	14,08	29924,5	19,44
3	572,42	54646,7	10,47	10,77	13,59	29924,5	19,13
4	505,73	54325,8	9,31	9,76	9,51	29748,8	17,00
5	570,06	54581,6	10,44	9,24	10,03	29888,9	19,07
6	567,77	54693,3	10,38	9,02	12,82	29950,1	18,96
Média	557,03	54532,8	10,21	9,920	12,21	29862,2	18,65
DP	28,02	173,1	0,49	0,76	1,94	94,8	0,89
CV (%)	5,03	54532,8	4,78	7,69	15,92	0,32	4,78
f_{bk} (Mpa)	–	–	8,68	–	–	–	15,85

Tabela A.6 – Resultados da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meio-blocos de concreto.

Bloco	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa)-transdutor	E na A _{bruta} (GPa)-clip
1	266,4	26615,6	10,01	6,32	14,12
2	173,6	26276,1	6,61	2,85	10,00
3	220,9	26782,4	8,25	4,70	11,56
4	185,2	26433,2	7,01	4,93	13,91
5	206,8	26536,7	7,79	4,56	11,83
Média	210,56	26581,5	7,93	4,67	12,28
DP	36,22	213,7	1,33	1,24	1,73
CV (%)	17,20	0,80	16,73	26,47	14,08
f_{bk} (Mpa)	–	–	6,21	–	–

Tabela A.7 – Resultados da resistência à compressão dos blocos especiais de concreto.

Bloco	Bloco 140 mm x 190 mm x 340 mm			Bloco 140 mm x 190 mm x 540 mm		
	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)
1	465,60	47860,3	9,73	782,00	77117,5	10,14
2	432,50	47740,0	9,06	740,00	76704,0	9,65
3	441,30	47775,0	9,24	755,30	76361,8	9,89
4	414,40	47724,6	8,68	769,60	76432,0	10,07
5	401,40	47639,3	8,43	765,60	76291,5	10,04
6	397,90	47670,0	8,35	849,20	76774,5	11,06
Média	425,52	47734,9	8,91	776,95	76613,5	10,14
DP	25,97	78,5	0,53	38,11	312,5	0,48
CV (%)	6,10	0,16	5,94	4,91	0,41	4,77
f_{bk} (Mpa)	–	–	7,58	–	–	8,62

Tabela A.8 – Resultados da resistência à tração indireta dos blocos de concreto.

Bloco	H (mm)	L (mm)	F(N)	$f_{tb,ind}$ (MPa) - A_{liq}	$f_{tb,ind}$ (MPa) - A_{bruta}
1	190,92	56,51	16,18	0,95	0,39
2	191,42	55,93	16,71	0,99	0,40
3	191,33	57,69	14,12	0,81	0,34
4	193,00	57,76	15,95	0,91	0,38
5	192,25	56,55	15,79	0,92	0,38
6	191,75	57,72	17,40	1,00	0,41
7	191,42	56,13	17,32	1,03	0,41
8	190,75	56,32	14,27	0,85	0,34
9	190,75	57,02	13,96	0,82	0,33
10	191,50	57,11	13,43	0,78	0,32
11	191,75	56,27	16,94	1,00	0,40
12	192,50	56,22	15,26	0,90	0,36
Média	–	56,77	15,61	0,91	0,37
DP	–	–	1,39	0,08	0,03
CV (%)	–	–	8,89	9,17	8,81

Tabela A.9 – Resultados da resistência à tração indireta dos blocos de amarração concreto.

Bloco	H (mm)	L (mm)	F (N)	$f_{tba,ind}$ (MPa) - A_{liq}	$f_{tba,ind}$ (MPa) - A_{bruta}
1	187,00	82,56	24,53	1,01	0,60
2	189,00	80,50	20,80	0,87	0,50
3	189,00	83,38	20,68	0,84	0,50
4	187,00	80,75	27,29	1,15	0,67
5	188,00	80,61	29,45	1,24	0,72
6	186,75	83,51	21,20	0,87	0,52
7	186,00	84,44	18,78	0,76	0,46
8	186,50	82,28	16,35	0,68	0,40
9	186,00	81,66	20,28	0,85	0,50
10	187,00	82,98	28,18	1,16	0,69
11	187,00	83,85	27,39	1,11	0,67
12	188,50	83,26	23,35	0,95	0,57
Média	–	82,48	23,19	0,96	0,57
DP	–	–	4,17	0,18	0,10
CV (%)	–	–	17,97	18,40	17,91

Tabela A.10 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das argamassas – concreto.

CP	Argamassa 1		Argamassa 2	
	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)
1	6,72	12,50	3,61	6,99
2	6,72	12,17	3,82	9,38
3	7,20	11,44	3,73	7,47
4	7,09	11,81	3,78	6,80
5	6,72	10,66	3,61	8,00
6	6,93	10,81	3,15	6,71
7	7,06	11,48	3,33	5,32
8	7,06	11,11	3,57	7,09
9	7,20	11,23	3,40	6,42
10	7,18	11,23	3,22	3,79
11	6,95	12,32	–	–
12	6,27	9,87	–	–
Média	6,93	11,39	3,52	6,80
DP	0,28	0,75	0,24	1,49
CV (%)	4,01	6,60	6,69	21,97

Blocos e meio blocos cerâmicos

Tabela A.11 – Dimensões efetivas dos blocos e meio-blocos cerâmicos.

Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Meio Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
1	138,35	191,30	291,50	1	139,18	191,50	137,12
2	138,55	191,05	291,25	2	140,56	191,50	138,42
3	138,30	190,60	291,00	3	140,05	191,75	137,97
4	138,25	190,90	291,75	4	140,06	192,00	138,06
5	137,75	190,75	290,50	5	140,14	191,50	138,26
6	138,15	191,50	291,00	6	140,54	192,00	138,78
7	138,35	191,15	291,25	7	140,04	191,25	138,12
8	138,15	191,95	291,50	8	138,90	190,00	136,85
9	137,90	190,55	289,50	9	139,85	191,00	137,97
10	138,70	190,75	290,00	10	140,30	192,00	138,28
11	138,60	191,15	291,00	11	140,24	192,00	138,25
12	138,10	190,75	290,25	12	139,66	192,00	138,20
13	138,15	191,30	292,00	13	139,18	191,00	137,35
Média	138,25	191,05	290,96	Média	139,90	191,50	137,97
DP	0,27	0,40	0,72	DP	0,53	0,59	0,55
CV (%)	0,19	0,21	0,25	CV (%)	0,38	0,31	0,40

Tolerâncias: $\pm 5,0$ mm, para valores individuais e $\pm 3,0$ mm, para valores médios.

Tabela A.12 – espessura das paredes externas e dos septos, desvio em relação ao esquadro e planeza das face dos blocos cerâmicos.

Bloco	Espessura das paredes externas				Espessura dos septos				Desvio em relação ao esquadro (mm)	Planeza das faces (mm)
	1ª (mm)	2ª (mm)	3ª (mm)	4ª (mm)	1ª (mm)	2ª (mm)	3ª (mm)	4ª (mm)		
1	9,26	9,33	9,68	10,33	9,23	8,49	7,55	7,57	1,04	1,26
2	9,88	8,62	8,70	9,44	8,11	8,60	7,03	7,04	2,54	1,13
3	9,20	9,99	9,72	9,98	8,29	8,43	7,07	7,02	1,16	0,78
4	9,57	9,88	10,62	9,38	8,59	8,53	7,78	8,00	2,57	1,67
5	9,94	9,05	9,33	9,93	8,45	8,59	8,06	8,02	2,12	0,00
6	9,13	9,09	9,79	9,72	8,34	8,65	7,37	7,06	2,02	2,05
7	9,20	9,61	9,70	9,35	9,10	8,18	8,50	7,95	2,24	2,06
8	9,45	9,86	9,61	9,69	8,64	8,10	7,42	7,10	2,46	1,01
9	9,03	9,25	9,85	9,39	8,51	8,13	7,13	7,30	2,84	0,82
10	8,67	9,64	9,36	9,23	8,58	8,03	7,43	7,05	1,23	1,11
11	9,97	8,70	9,55	9,38	7,87	8,56	7,55	7,23	2,33	1,36
12	9,22	9,79	8,17	9,50	8,87	8,10	7,02	7,08	2,67	1,99
13	9,72	9,39	9,85	9,63	7,85	8,26	7,04	7,05	2,80	0,90

Tolerâncias: a espessura mínima das paredes externas e dos septos deve no mínimo 8,0 mm e 7,0 mm, respectivamente, para valores individuais. O valor máximo para desvio em relação ao esquadro e a flecha deve ser no máximo 3 mm, para valores individuais.

Tabela A.13 – Resultados da área bruta e área líquida dos blocos cerâmicos.

Bloco	Massa saturada (g)	Massa aparente (g)	Altura (mm)	Área bruta (mm ²)	Área líquida (mm ²)	Alíquida / Ábruta (%)
1	6275,0	3301,2	191,3	40329,0	15545,2	38,55
2	6256,0	3292,1	191,1	40352,7	15513,7	38,45
3	6251,0	3300,5	190,6	40245,3	15480,1	38,46
4	6249,0	3291,6	190,9	40334,4	15491,9	38,41
5	6240,0	3302,8	190,8	40016,4	15398,2	38,48
6	6286,0	3308,8	191,5	40201,7	15546,7	38,67
7	6289,0	3316,3	191,2	40294,4	15551,7	38,60
8	6278,0	3310,8	192,0	40270,7	15458,2	38,39
9	6240,0	3307,0	190,6	39922,1	15392,3	38,56
10	6259,0	3310,9	190,8	40223,0	15455,3	38,42
11	6263,0	3304,5	191,2	40332,6	15477,4	38,37
12	6246,0	3304,3	190,8	40083,5	15421,8	38,47
13	6286,0	3314,9	191,3	40339,8	15531,1	38,50
			Média	40226,6	15481,8	38,49
			DP	137,5	55,2	0,09
			CV (%)	0,34	0,36	0,22

Tabela A.14 – Resultados da absorção de água dos blocos cerâmicos.

Bloco	Massa seca (g)	Massa saturada (g)	Absorção (%)
1	5429,0	6247,0	15,07
2	5438,0	6257,0	15,06
3	5476,0	6290,0	14,86
4	5416,0	6253,0	15,45
5	5421,0	6202,0	14,41
6	5437,0	6238,0	14,73
Média	5436,17	6247,83	14,93
DP	21,35	28,59	0,35
CV (%)	0,39	0,46	2,37

Tabela A.15 – Resultados do índice de absorção inicial dos blocos cerâmicos.

Bloco	Massa seca (g)	Massa após ensaio (g)	Varição de massa (g)	Área líquida (mm ²)	Índice de Absorção Inicial ((g/193,55cm ²)/min)
1	5440,0	5459,0	19,0	155,30	23,68
2	5455,0	5478,0	23,0	155,30	28,67
3	5413,0	5432,0	19,0	155,30	23,68
4	5446,0	5468,0	22,0	155,30	27,42
5	5423,0	5440,0	17,0	155,30	21,19
6	5413,0	5433,0	20,0	155,30	24,93
				Média	24,93
				DP	2,73
				CV (%)	10,95

Tabela A.16 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos cerâmicos.

Bloco	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa)-transdutor	E na A _{bruta} (GPa) clip	Área líquida (mm ²)	Tensão na A _{liq} (MPa)
1	502,23	39798,5	12,62	3,67	4,37	15318,4	32,79
2	595,62	40150,0	14,83	3,60	4,05	15453,7	38,54
3	624,61	39943,8	15,64	4,22	5,25	15374,3	40,63
4	496,20	39725,9	12,49	3,58	3,97	15290,5	32,45
5	438,89	40150,0	10,93	3,54	4,54	15453,7	28,40
6	410,13	40218,8	10,20	2,69	3,19	15480,2	26,49
7	649,56	39798,5	16,32	4,37	5,51	15318,4	42,40
8	551,21	40004,0	13,78	3,21	3,86	15397,5	35,80
9	565,02	39935,5	14,15	3,83	4,29	15371,2	36,76
10	598,90	39648,8	15,11	3,85	5,96	15260,8	39,24
11	380,29	39871,1	9,54	2,80	3,88	15346,4	24,78
12	504,05	39657,5	12,71	3,64	4,93	15264,2	33,02
13	467,12	40188,6	11,62	3,11	4,23	15468,6	30,20
Média	521,83	39930,1	13,07	3,55	4,47	15369,1	33,96
DP	84,03	201,2	2,12	0,49	0,76	77,4	5,52
CV (%)	16,10	0,50	16,25	13,93	17,11	0,50	16,25
f_{bk} (Mpa)	–	–	9,44	–	–	–	24,53

Tabela A.17 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meio-blocos e resistência a compressão dos blocos especiais cerâmicos.

Bloco	Meio-Bloco					Bloco 140 mm x 190 mm x 440 mm		
	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa)-transdutor	E na A _{bruta} (GPa) clip	Força (kN)	Área bruta (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)
1	310,32	18768,9	16,53	3,59	4,16	705,80	60870,8	11,60
2	379,53	19251,5	19,71	4,00	6,49	727,30	60720,0	11,98
3	409,82	19182,2	21,36	3,80	4,86	820,00	60663,0	13,52
4	353,28	19009,4	18,58	3,88	5,38	738,70	60940,0	12,12
5	327,33	18871,9	17,35	4,23	5,03	747,90	60651,0	12,33
6	237,30	19390,0	12,24	2,45	4,03	837,80	60046,9	13,95
7	363,42	19043,8	19,08	4,05	4,91	695,70	60582,0	11,48
8	236,08	19530,0	12,09	2,58	3,34	864,70	60472,3	14,30
9	354,50	19182,3	18,48	3,79	5,43	701,00	60836,1	11,52
10	261,79	19182,0	13,65	3,14	4,10	805,50	60657,2	13,28
11	287,35	19147,5	15,01	2,91	4,05	758,80	60409,5	12,56
12	372,43	19043,9	19,56	3,68	4,69	768,50	60409,5	12,72
13	233,33	19355,4	12,06	2,41	4,25	662,60	60622,6	10,93
Média	317,42	19150,7	16,59	3,42	4,67	756,48	60606,2	12,48
DP	60,87	208,7	3,25	0,65	0,81	60,76	235,2	1,03
CV (%)	19,17	1,09	19,58	18,86	17,41	8,03	0,39	8,26
f_{bk} (Mpa)	–	–	11,93	–	–	–	–	10,82

Tabela A.18 – Resultados da resistência à tração indireta dos blocos cerâmicos.

Bloco	H (mm)	L (mm)	F (N)	$f_{t,ind} - AL$ (MPa)	$f_{t,ind} - AB$ (MPa)
1	191,75	39,56	19,69	1,65	0,47
2	190,00	38,79	24,72	2,14	0,60
3	191,00	37,88	18,27	1,61	0,44
4	192,50	37,47	19,50	1,72	0,47
5	191,50	37,76	22,62	1,99	0,54
6	190,50	37,08	19,64	1,77	0,47
7	191,50	37,44	28,75	2,55	0,69
8	191,50	37,93	31,68	2,78	0,76
9	190,50	39,62	16,80	1,42	0,41
10	191,50	36,43	23,44	2,14	0,56
11	189,50	36,69	19,37	1,77	0,47
12	191,00	37,88	25,64	2,26	0,62
13	191,00	38,65	16,85	1,45	0,41
Média	–	37,88	22,07	1,94	0,53
DP	–	–	4,60	0,41	0,11
CV (%)	–	–	20,84	21,36	20,75

Tabela A.19 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das argamassas – cerâmico.

CP	Argamassa 1		Argamassa 2	
	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)
1	6,37	8,00	3,05	4,50
2	6,02	6,43	3,15	4,83
3	6,30	8,11	2,94	4,58
4	6,46	8,04	3,15	4,19
5	6,30	7,22	2,84	4,20
6	5,57	6,88	3,10	4,08
7	5,92	6,93	3,26	4,93
8	5,83	7,39	2,87	4,19
9	5,36	6,71	3,24	4,57
10	5,60	6,39	3,24	4,38
11	5,85	6,57	2,96	3,70
12	5,32	6,08	3,12	4,13
Média	5,91	7,06	3,08	4,36
DP	0,39	0,69	0,15	0,34
CV (%)	6,64	9,84	4,73	7,89

Prismas e pequenas paredes de concreto e cerâmicos

Tabela A.20 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas.

	Concreto						Cerâmico					
	Argamassa 1			Argamassa 2			Argamassa 1			Argamassa 2		
	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)	f_p (MPa)	E_p (GPa)	ϵ_p (‰)
1	5,60	9,59	2,05	4,49	8,42	3,68	2,44	3,45	0,68	2,88	3,20	0,88
2	5,42	9,11	2,87	4,50	8,99	2,24	2,80	2,72	1,06	3,01	3,32	0,79
3	5,56	8,61	2,52	5,85	8,52	2,07	3,13	3,46	0,87	3,86	3,55	1,09
4	5,29	9,05	2,07	5,45	7,77	1,30	2,91	2,93	0,96	2,75	3,24	0,81
5	5,12	9,63	1,52	5,90	8,24	1,88	3,18	3,35	0,90	2,95	3,11	0,91
6	4,11	9,13	0,77	5,66	8,38	1,79	2,61	3,18	0,59	2,89	2,78	1,02
7	5,32	9,65	2,00	5,69	8,43	2,01	3,62	3,62	1,02	3,63	3,11	1,21
8	4,65	9,15	2,78	5,22	7,64	2,58	2,98	3,47	0,86	2,75	2,92	0,95
9	6,13	9,34	1,75	4,76	9,21	3,11	2,70	3,41	0,87	3,25	3,49	0,91
10	5,36	9,64	1,91	3,90	6,86	1,52	3,78	3,50	1,07	2,61	2,82	0,88
11	5,54	8,77	2,01	6,05	8,23	2,24	2,76	3,58	0,75	2,70	3,11	1,50
12	5,61	8,89	2,54	4,46	7,38	2,17	2,96	3,13	0,89	3,26	3,20	1,03
Média	5,31	9,21	2,07	5,16	8,17	2,21	2,99	3,32	0,88	3,04	3,15	1,00
DP	0,51	0,36	0,58	0,71	0,66	0,66	0,39	0,27	0,15	0,39	0,24	0,20
CV (%)	9,65	3,89	28,05	13,75	8,11	29,77	13,14	8,25	16,59	12,75	7,52	19,82

Tabela A.21 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das pequenas paredes.

	Concreto				Cerâmico			
	Argamassa 1		Argamassa 2		Argamassa 1		Argamassa 2	
	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)	f_{par} (MPa)	E_{par} (GPa)
1	5,35	9,93	5,35	9,92	3,71	3,26	3,23	2,99
2	5,34	9,01	4,29	8,99	3,28	2,98	2,95	2,72
3	5,31	9,51	4,79	7,36	3,00	3,68	2,81	3,00
4	5,22	8,68	5,12	8,30	3,14	3,82	2,93	3,40
5	6,04	9,53	4,62	8,38	2,93	2,31	2,84	3,26
6	5,41	10,06	5,09	8,07	3,24	3,18	2,64	3,12
Média	5,45	9,45	4,88	8,50	3,22	3,21	2,90	3,08
DP	0,30	0,53	0,39	0,87	0,28	0,54	0,20	0,24
CV (%)	5,50	5,58	7,90	10,23	8,61	16,82	6,76	7,75

Tabela A.22 – Rigidez tangencial da junta horizontal.

	Concreto		Cerâmico	
	A1 (MPa/mm)	A2 (MPa/mm)	A1 (MPa/mm)	A2 (MPa/mm)
1	25,13	18,61	19,53	7,92
2	22,29	20,21	7,26	7,29
3	21,74	20,33	7,43	15,20
4	41,59	24,63	12,60	6,57
5	26,96	32,23	20,22	16,69
6	20,93	23,91	7,77	7,54
7	18,76	24,20	10,28	17,28
8	27,18	12,97	6,17	12,60
9	39,61	20,65	14,12	9,69
Média	27,13	21,97	11,71	11,20
DP	8,14	5,26	5,32	4,30
CV (%)	29,99	23,92	45,46	38,43

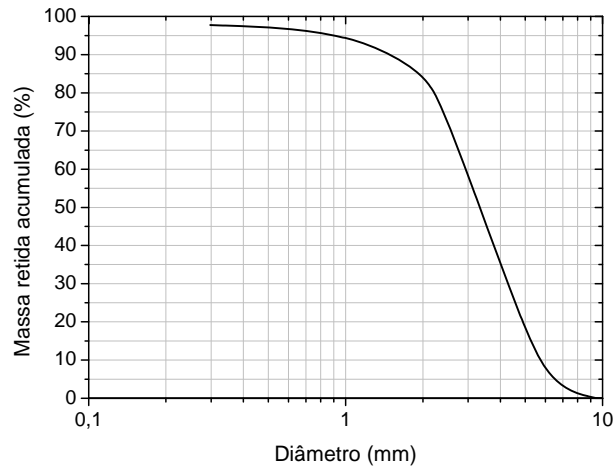
Bases de concreto armado

Figura A.1 – Curva granulométrica da brita 0.

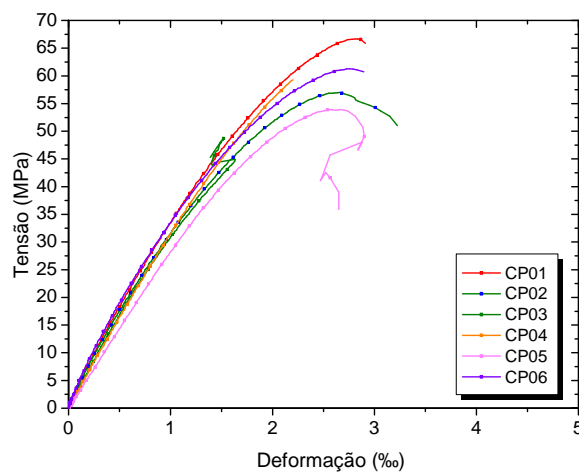
Figura A.2 – Curva tensão *versus* deformação específica para o graute das bases de concreto.

Tabela A.23 – Propriedades mecânicas do graute das bases de concreto – valores individuais.

CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	$F_{t,diam}$ (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
1	460,40	58,62	36,74	113,223	3,604
2	455,77	58,03	35,64	84,509	2,690
3	403,69	51,40	34,01	101,034	3,216
4	469,98	59,84	32,70	128,460	4,089
5	487,58	62,08	29,03	112,123	3,569
6	438,49	55,83	38,60	91,295	2,906
Média	452,65	57,63	34,45	105,11	3,35
DP	28,94	3,68	3,36	16,08	0,51
CV (%)	6,39	6,39	9,76	15,29	15,29

Graute das Série III

Tabela A.24 – Propriedades mecânicas do graute da Série III.

CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	$F_{t,diam}$ (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
1	308,39	39,27	33,30	119,10	3,79
2	310,49	39,53	38,01	102,82	3,27
3	312,37	39,77	36,14	103,30	3,29
Média	310,42	39,52	35,81	108,41	3,45
DP	1,99	0,25	2,37	9,26	0,29
CV (%)	0,64	0,64	6,62	8,54	8,54

Graute das Série IV

Tabela A.25 – Propriedades mecânicas do graute da Série IV.

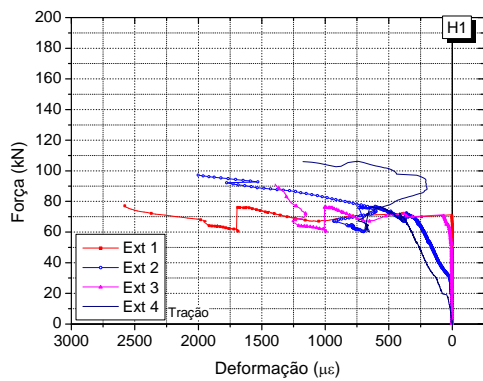
CP	Ensaio de resistência à compressão			Ensaio de compressão diametral	
	Força (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Força (kN)	$f_{t,diam}$ (MPa)
1	205,65	26,18	25,58	80,55	2,56
2	206,52	26,30	21,29	80,58	2,57
3	210,55	26,81	30,27	80,68	2,57
Média	207,58	26,43	25,71	80,60	2,57
DP	2,61	0,33	4,49	0,07	0,00
CV (%)	1,26	1,26	17,45	0,08	0,08

Aço das Séries III e IV

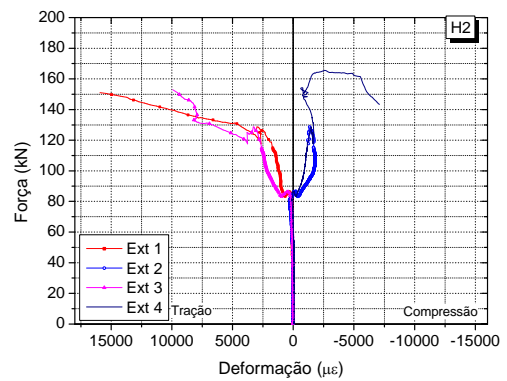
Tabela A.26 – Propriedades mecânicas do aço

Barra	f_y (MPa)	E_y (GPa)	ε_y (‰)
1	582,11	204,17	3,55
2	556,18	188,22	3,78
3	579,00	201,58	3,76
Média	572,43	197,99	3,69
DP	14,16	8,56	0,12
CV (%)	2,47	4,32	3,35

Deformação específica dos grampos da Série III

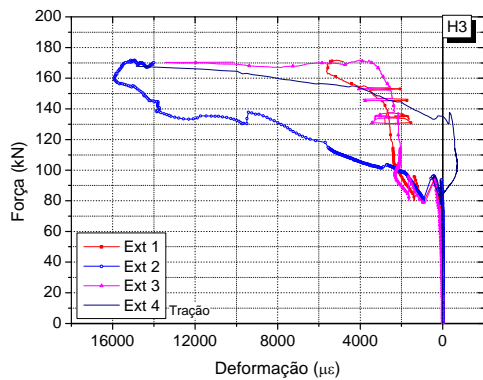


(H1)

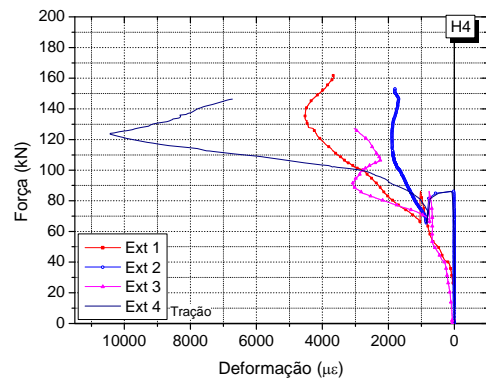


(H2)

Figura A.3 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H1 e H2.

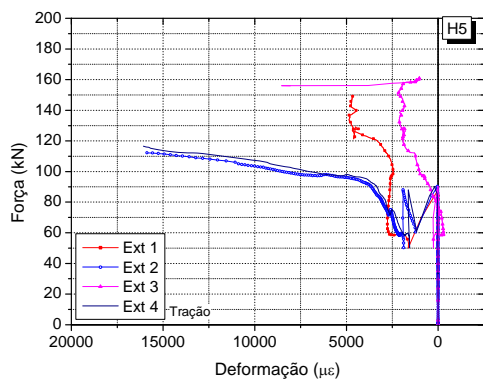


(H3)

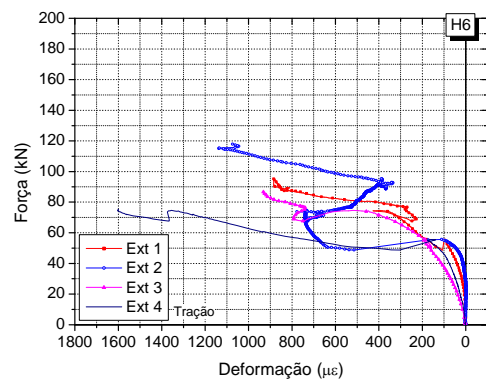


(H4)

Figura A.4 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H3 e H4.



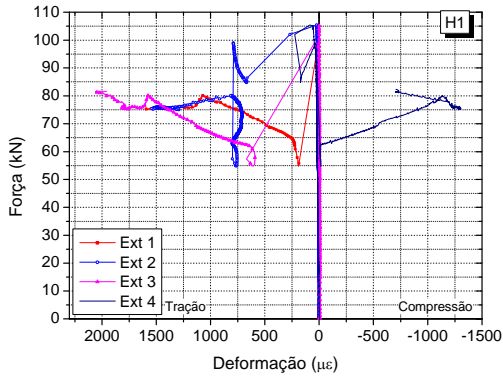
(H5)



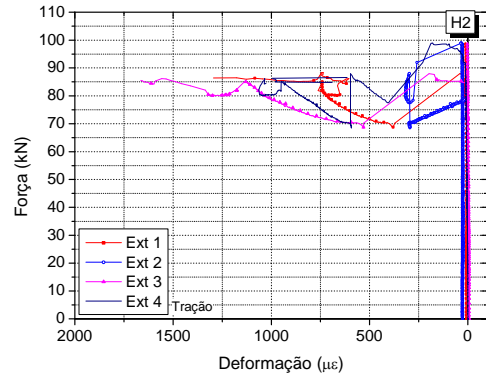
(H6)

Figura A.5 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H5 e H6.

Deformação específica dos grampos da Série IV

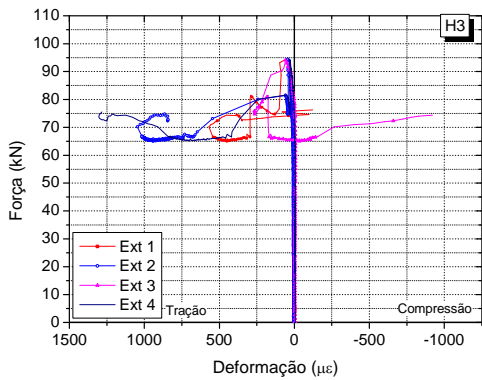


(H1)

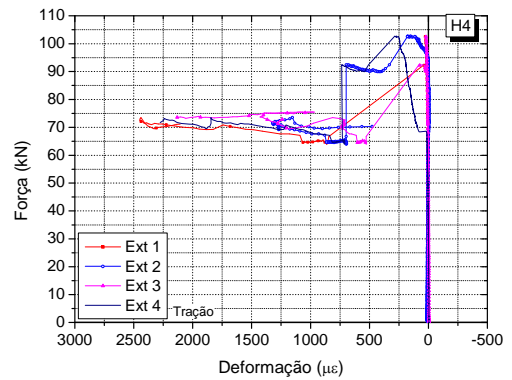


(H2)

Figura 6 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H1 e H2.

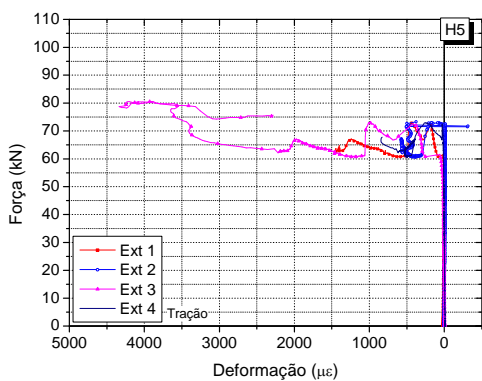


(H3)

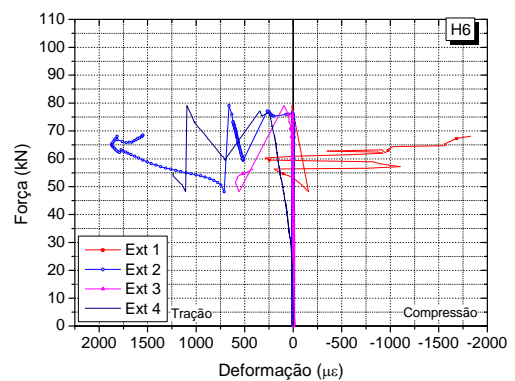


(H4)

Figura 7 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H3 e H4.



(H5)



(H6)

Figura 8 – Curva tensão *versus* deformação específica dos grampos das paredes H5 e H6.

APÊNDICE B

Teste de valor espúrio (Grubbs)

Este teste é desenvolvido para verificar a presença de valores extremos em observações amostrais. Valores extremos podem ser considerados como manifestações da variabilidade aleatória inerente aos dados, ou apenas um erro no cálculo durante o recolhimento dos dados.

Existem inúmeros critérios para testar valores espúrios. Em todos eles desenvolve-se o cálculo numérico amostral (estatística) e compara-se com um valor crítico baseado na teoria de amostras aleatórias, e então se conclui se existe ou não uma observação considerada valor extremo. No teste de Grubbs, usa-se a seguinte estatística:

$$Z = \frac{|x_i - \bar{x}|}{s}$$

Em que:

x_i : é uma observação da amostra x_1, x_2, \dots, x_n ;

\bar{x} : é a média amostral;

s : é o desvio padrão amostral.

Esta estatística testa as seguintes hipóteses:

$$\begin{cases} H_0: x_1 \text{ é uma observação considerada valor extremo} \\ H_1: x_1 \text{ não é uma observação considerada valor extremo} \end{cases}$$

Rejeita-se a hipótese H_0 , com nível de significância α , se $Z > Z_c$. No qual Z_c é um valor crítico baseado na distribuição de Z e encontra-se tabelado (ver Tabela B.1) para alguns valores de α .

Tabela B.1 – Tabela de valores críticos de Grubbs.

N	$\alpha=5\%$	$\alpha=1\%$	N	$\alpha=1\%$	$\alpha=1\%$	N	$\alpha=1\%$	$\alpha=1\%$	N	$\alpha=1\%$	$\alpha=1\%$
3	1,15	1,15	12	2,41	2,64	25	2,82	3,14	120	3,45	3,82
4	1,48	1,50	13	2,46	2,70	30	2,91	3,24	140	3,50	3,87
5	1,72	1,76	14	2,51	2,76	40	3,04	3,38	160	3,54	3,91
6	1,89	1,97	15	2,55	2,81	50	3,13	3,48	180	3,57	3,95
7	2,02	2,14	16	2,59	2,85	60	3,20	3,56	200	3,61	3,98
8	2,13	2,27	17	2,62	2,89	70	3,26	3,62	300	3,72	4,09
9	2,22	2,39	18	2,65	2,93	80	3,31	3,67	400	3,80	4,17
10	2,29	2,48	19	2,68	2,97	90	3,35	3,72	500	3,86	4,23
11	2,35	2,56	20	2,71	3,00	100	3,38	3,75	600	3,91	4,27

Considerando-se um nível de significância de 5%, o valor crítico (Z_c) é igual a 1,72. Dessa forma, conforme a Tabela B.2, não foi detectado nenhum valor espúrio na amostra de módulos de elasticidade dos meio-blocos obtidos por meio das medições dos transdutores.

Tabela B.2 – Resultados da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meio-blocos de concreto.

Bloco	E na A_{bruta} (GPa)- transdutor	Valor de Z	Espúrio
1	6,32	1,34	Não
2	2,85	1,47	Não
3	4,70	0,02	Não
4	4,93	0,21	Não
5	4,56	0,09	Não
Média	4,67	–	–
DP	1,24	–	–
CV (%)	26,47	–	–