

CAROL FERREIRA REZENDE SANTOS

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE PAREDES
DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUBMETIDAS A AÇÕES
VERTICAIS

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

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2016

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

T

S237a
2016 Santos, Carol Ferreira Rezende, 1991-
Avaliação numérica da interação de paredes de
alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. / Carol
Ferreira Rezende Santos. - Viçosa, MG, 2016.
187f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador : Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa.
Inclui bibliografia.

1. Alvenaria - Métodos de simulação. 2. Paredes -
Métodos de simulação. 3. Engenharia de estruturas.
4. Modelagem de informação da construção. I. Universidade
Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil.
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.17

CAROL FERREIRA REZENDE SANTOS

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL SUBMETIDAS A AÇÕES VERTICAIS

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

APROVADA: 16 de março de 2016.

José Carlos Lopes Ribeiro
(Coorientador)

Roberto Márcio da Silva
(Coorientador)

Reginaldo Carneiro da Silva

Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga
(Orientadora)

*“Os que confiam no Senhor serão
como o monte de Sião, que não se abala,
mas permanece para sempre”.*

(Salmos 125.1)

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço a Deus por todas as bênçãos concedidas, pois sei que em todos os momentos Ele esteve comigo.

Agradeço à minha família, minha mãe Claudia, que é o meu exemplo de força e fé. Ao meu padrasto David e ao meu irmão Alexandre, pelo companheirismo nos momentos mais difíceis. Aos meus tios e tias que sempre me apoiaram.

Agradeço à professora Rita de Cássia por todo carinho e paciência, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho. Tornando-se, ao longo desta jornada, meu exemplo de profissionalismo, caráter e humanidade.

Ao professor José Carlos pelo carinho, amizade e respeito conquistados, contribuindo imensamente para meu crescimento pessoal e profissional, tornando-se um exemplo de vida a ser seguido. À sua esposa Gisele, pelo otimismo e alegria sempre e pelas barras de chocolate, que fizeram minha alegria nas noites em que tive que virar escrevendo.

Aos professores Roberto e Reginaldo, por aceitarem estar na minha banca, contribuindo com suas opiniões para melhoramento deste trabalho.

Aos amigos – conquistados em Viçosa – Tati, Mateus, Leo, Thiago e Geraldo pelas palavras de incentivo e ânimo.

A todos os professores e funcionários que fazem parte do departamento de Engenharia Civil da UFV, pela formação e oportunidade.

À Capes, pela bolsa concedida.

E a todos que diretamente ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS
LISTA DE FIGURAS
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS
RESUMO
ABSTRACT
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Justificativa do Trabalho.....	4
1.4 Organização do Trabalho.....	5
2 COMPORTAMENTO DOS COMPONENTES E ELEMENTOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	7
2.1 Contextualização.....	7
2.2 Componentes da Alvenaria Estrutural	9
2.2.1 Bloco de concreto - unidade.....	9
2.2.2 Argamassa de assentamento.....	11
2.2.3 Graute.....	12
2.3 Comportamento mecânico dos elementos e componentes de alvenaria	12
2.3.1 Comportamento das argamassas na alvenaria.....	13
2.3.1.1 Variação da resistência à compressão da argamassa devido ao confinamento	13
2.3.1.2 Comportamento do módulo de elasticidade das argamassas confinadas	14
2.3.2 Aderência da interface bloco/argamassa.....	15
2.3.3 Paredes de alvenaria	19
2.3.4 Módulo de deformação	20
2.3.5 Critérios de ruptura.....	21

2.4	Modos de ruptura	27
2.4.1	Modos de ruptura dos prismas.....	27
2.4.2	Modos de ruptura das paredes	32
2.5	Interação de paredes.....	33
2.5.1	Capuzzo Netto (2000).....	36
2.5.2	Camacho (2001)	37
2.5.3	Maurício (2005).....	38
2.5.4	Oliveira (2014) e Castro (2015)	40
3	MODELOS NUMÉRICOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	42
3.1	Generalidades	42
3.2	Técnicas de modelagem	43
3.3	Modelos constitutivos.....	45
3.4	Trabalhos sobre análise numérica de alvenaria	50
3.4.1	Cheema e Klingner (1986).....	50
3.4.2	Sayed-Ahmad e Shrive (1996)	51
3.4.3	Capuzzo Netto (2000).....	52
3.4.4	Ali et al. (2000).....	52
3.4.5	Peleteiro (2002)	53
3.4.6	Maurício (2005).....	54
3.4.7	Haach et al. (2011).....	55
3.4.8	Oliveira (2014)	57
4	MATERIAL E METÓDOS	59
4.1	Considerações iniciais	59
4.2	Resultados experimentais Oliveira (2014)	60
4.2.1	Descrição geral dos ensaios	60

4.2.2	Blocos	61
4.2.3	Argamassa – Oliveira (2014)	63
4.2.4	Prismas – Oliveira (2014)	64
4.2.4.1	Ensaio de compressão simples e módulo de elasticidade	64
4.2.4.2	Ensaio de cisalhamento direto da junta horizontal e vertical	66
4.2.5	Paredes	67
4.3	Resultados experimentais Castro (2015)	71
4.3.1	Descrição geral dos ensaios	71
4.3.2	Blocos	72
4.3.3	Argamassa	73
4.3.4	Prismas	74
4.3.5	Paredes	77
4.4	Software	83
4.5	Normatização.....	83
4.6	Metodologia para calibração dos modelos numéricos	83
4.6.1	Disposições iniciais	83
4.6.2	Relações entre modelos numéricos.....	84
5	MODELAGEM NUMÉRICA DE COMPONENTES E ELEMENTOS DE ALVENARIA.....	87
5.1	Considerações iniciais	87
5.1.1	Hipóteses básicas e limitações dos modelos	88
5.2	Dimensões dos modelos	88
5.3	Malha de elementos finitos.....	89
5.3.1	Blocos de concreto.....	90
5.3.2	Prisma	91
5.3.3	Paredes	92

5.4	Teste de malha	93
5.5	Modelos constitutivos	95
5.5.1	Componentes da alvenaria	95
5.5.1.1	Domínio elástico.....	97
5.5.1.2	Comportamento à compressão uniaxial em domínio inelástico.....	97
5.5.1.3	Comportamento à tração uniaxial em domínio inelástico.....	102
5.5.1.4	Comportamento à tração uniaxial em domínio inelástico.....	105
5.5.1.5	Parâmetros do modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity.....	106
5.6	Propriedades de Interface	109
5.7	Condições de contorno.....	114
5.8	Carregamento	118
6	RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS	122
6.1	Resultados numéricos para os blocos.....	123
6.1.1	Blocos ensaiados por Oliveira (2014).....	123
6.1.2	Blocos ensaiados por Castro (2015)	125
6.2	Resultados numéricos para os Prismas.....	128
6.2.1	Prismas ensaiados por Oliveira (2014)	128
6.2.2	Prismas ensaiados por Castro (2015).....	134
6.3	Resultados numéricos das paredes	141
6.3.1	Paredes ensaiadas por Oliveira (2014) - PSAO.....	141
6.3.2	Paredes ensaiadas por Castro (2015)	153
6.3.2.1	Paredes sem apoio central Castro (2015) - PSAC	153
6.3.2.2	Paredes com apoio central Castro (2015)	163
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	178
7.1	Conclusões	178

7.2 Sugestões para trabalhos futuros	182
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 –Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais.....	19
Tabela 2-2 – Comparação entre as resistências à compressão dos prismas obtidas em ensaios e calculadas por Cheema e Klingner (1986).....	31
Tabela 4-1- Dimensões dos blocos inteiros de concreto, Oliveira (2014).	61
Tabela 4-2- Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto, Oliveira (2014).	61
Tabela 4-3- Resistência à tração indireta das unidades de concreto.....	63
Tabela 4-4- Resistência à compressão e módulo de elasticidade das argamassas.....	64
Tabela 4-5- Resultados do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas.....	65
Tabela 4-6- Coesão e ângulo de atrito da junta horizontal dos prismas de concreto..	67
Tabela 4-7- Séries de ensaios de cisalhamento direto nas interfaces.	67
Tabela 4-8- Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento de paredes em formato H.....	70
Tabela 4-9- Dimensões dos blocos de concreto.	72
Tabela 4-10- Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.	72
Tabela 4-11- Resistência à tração f_{if} e à compressão f_a da argamassa, utilizada nos prismas.....	74
Tabela 4-12- Módulo de elasticidade estático da argamassa A2.....	74
Tabela 4-13- Séries de prismas estudados.....	74
Tabela 4-14- Resultados dos prismas ensaiados por Castro (2015).	75
Tabela 4-15- Módulo de elasticidade (série V).	75

Tabela 4-16- Carga de primeira fissura e carga máxima (parede com apoio central).	79
Tabela 4-17- Carga de fissuração, carga máxima e tensão de cisalhamento (parede sem apoio).....	81
Tabela 4-18- Relação entre a resistência à compressão de prismas com argamassamento total e paredes.....	85
Tabela 4-19- Relação entre a resistência à compressão de prismas com argamassamento parcial e paredes.....	85
Tabela 5-1- Modelos numéricos.....	88
Tabela 5-2- Parâmetros de entrada para curva tensão versus deformação, Oliveira (2014).....	100
Tabela 5-3- Parâmetros de entrada para curva tensão versus deformação, Castro (2015).	100
Tabela 5-4- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação das paredes, PSAO.....	101
Tabela 5-5- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação das paredes, PSAC e PCAC.....	102
Tabela 5-6- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração, Oliveira(2014).....	104
Tabela 5-7- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração, Castro (2015).....	104
Tabela 5-8- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração das paredes, Oliveira(2014).	105
Tabela 5-9- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração das paredes, Castro (2015).....	105
Tabela 5-10- Parâmetros adotados para as interfaces nos prismas, Oliveira (2014).	111
Tabela 5-11- Parâmetros adotados para as interfaces nos prismas, Castro (2015)...	111

Tabela 5-12- Parâmetros adotados para as interfaces nas paredes, Oliveira (2014).	113
Tabela 5-13- Parâmetros adotados para as interfaces nas paredes, Castro (2015).	113
Tabela 6-1- Convenção dos modelos numéricos.	122
Tabela 6-2- Comparação entre resultados experimentais e numéricos, BO.	123
Tabela 6-3- Comparação entre resultados numéricos e experimentais, BC.	126
Tabela 6-4- Comparação entre resultados experimentais e numéricos, PO.	129
Tabela 6-5- Envoltórias de ruptura, PO - Argamassa.	133
Tabela 6-6- Comparação entre resultados experimentais de Castro (2015) e numérico obtido neste trabalho.	136
Tabela 6-7- Envoltórias de ruptura, PC- Argamassa.	140
Tabela 6-8- Comparação entre resultados numérico obtido neste trabalho e experimentais ensaiados por Oliveira (2014), PSAO.	142
Tabela 6-9- Módulo de deformação, PSAO.	151
Tabela 6-10- Comparação entre resultado numérico obtido neste trabalho e experimental ensaiado por Castro (2015), PSAC.	154
Tabela 6-11- Módulo de deformação calculado entre 30% a 40% da carga máxima, PSAC.	162
Tabela 6-12- Comparação entre os resultados experimentais de Castro (2015) e numérico obtido neste trabalho, da carga de fissuração e carga máxima relativa a ruptura dos flanges.	164
Tabela 6-13- Módulo de deformação calculado entre 30% e 40% da carga máxima de ruptura dos flanges (passo 139), PCAC.	175

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 –Esquema de ensaio de tração direta.	16
Figura 2-2 –Diagrama tensão versus deslocamento (u) do ensaio de tração direta com controle de deslocamentos	16
Figura 2-3–Ensaio de cisalhamento pela EN 1052-3:1999.....	18
Figura 2-4 –Definição dos ângulos de atrito e de dilatância.	18
Figura 2-5 –Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.....	22
Figura 2-6 –Modelo representando as deformações laterais no bloco e argamassa. ..	22
Figura 2-7 –Envoltória da argamassa sob compressão triaxial e a envoltória das unidades sólidas e vazadas sob um estado biaxial compressão/tração.	23
Figura 2-8 –Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão uniforme.....	24
Figura 2-9 –Distribuição de tensões conforme o modelo de HILSDORF.	25
Figura 2-10 –Critérios de ruptura para o comportamento da interface bloco/argamassa.	26
Figura 2-11 –Diagrama tensão versus deformação axial e lateral dos prismas com modo de ruptura conjunto.....	27
Figura 2-12-Modos de ruptura e mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto, com assentamento parcial.	28
Figura 2-13 –Modos de ruptura de prismas de blocos de concreto confeccionados com argamassa de traço 1:1:6 (a) e 1:0,5:4,5 (b).....	29
Figura 2-14 –Modo de ruptura dos prismas de blocos de concreto.....	30
Figura 2-15 –Curva de ruptura dos prismas não-grauteados.....	31
Figura 2-16 –Amarração direta (a) e amarração indireta com utilização de barra metálica (b). Fonte: Capuzzo Netto (2005).....	33

Figura 2-17 –Contribuição dos flanges em painéis de contraventamento de acordo com o ACI 530:2011, AS 3700:2001 e ABNT 15961-1:2011.....	34
Figura 2-18 – a) Paredes Isoladas; b) Grupos isolados de paredes.....	35
Figura 2-19 –Interação de paredes sob carregamento vertical e desenvolvimento de tensões de cisalhamento.....	36
Figura 2-20 –Formato e dimensões dos painéis de alvenaria.....	37
Figura 2-21 –Formas e dimensões das paredes ensaiadas por Camacho (2001).....	38
Figura 2-22 –Tipos de paredes a serem ensaiadas por Maurício (2005).	39
Figura 2-23 –Tipos de ruptura – Escala natural	40
Figura 3-1 –Modelos para alvenaria estrutural: a) exemplar da alvenaria; b) micromodelagem detalhada; c) micromodelagem simplificada; d)macromodelagem.	44
Figura 3-2 – Modos de fraturamento.	46
Figura 3-3- Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição de energia de fratura – modo I: a) na tração;b) na compressão.	46
Figura 3-4- Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição do modo II da energia de fratura (c indica coesão).....	46
Figura 3-5 – Modelo proposto por Lourenço e Rots (1997).	47
Figura 3-6 – Comportamento uniaxial do modelo.....	48
Figura 3-7 - Superfície de ruptura para o estado biaxial de tensões	49
Figura 3-8- Distribuição das tensões horizontais.	51
Figura 3-9 – Discretização do modelo de Maurício (2005).	55
Figura 3-10 –Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total.....	57
Figura 4-1- (a) Diagrama tensão versus deformação específica axial dos blocos de concreto; (b) curva ajustada (transdutores).....	62

Figura 4-2- Modo de ruptura das unidades de concreto.....	62
Figura 4-3- Ensaio de resistência à tração indireta dos blocos de concreto.....	63
Figura 4-4- Diagrama tensão versus deformação para prismas de concreto.....	65
Figura 4-5- Modo de ruptura de prismas de blocos de concreto.	66
Figura 4-6- Diagrama tensão de cisalhamento versus pré-compressão da junta horizontal.	66
Figura 4-7- Especificação geométrica dos modelos.	68
Figura 4-8- Diagrama força versus deslocamento da parede central.....	69
Figura 4-9- padrão de fissuração dos modelos da Série 1, na parede central.....	70
Figura 4-10- Padrão de fissuração dos flanges.....	71
Figura 4-11- Modos de ruptura do bloco, a) fissura vertical e b) tronco cônica.	73
Figura 4-12- Modo de ruptura do prisma- Série 1.....	76
Figura 4-13- Modos de ruptura dos prismas, utilizando argamassa A2.	76
Figura 4-14- Modo de ruptura do prisma, utilizando-se argamassa A3.	77
Figura 4-15- Modo de ruptura para prismas feitos com argamassamento parcial.....	77
Figura 4-16- Disposição em planta dos blocos nas diferentes fiadas ímpar e par.....	78
Figura 4-17- Ruptura painel 1.	79
Figura 4-18- Ruptura painel 2.	80
Figura 4-19- Ruptura painel 3.	80
Figura 4-20- Ruptura painel 4.	81
Figura 4-21- Ruptura painel 5.	82
Figura 4-22- Ruptura painel 6.	82
Figura 4-23- Esquema das estratégias de modelagem.	84

Figura 5-1- Elemento finito C3D8.....	89
Figura 5-2- Partição dos blocos e prismas.	90
Figura 5-3- Partição das paredes.....	90
Figura 5-4- Aspecto geral da malha dos blocos.	91
Figura 5-5- Aspecto geral das malhas para os prismas de três e dois blocos.....	92
Figura 5-6- Aspecto geral da malha das paredes ensaiadas por Oliveira (2014).	92
Figura 5-7- Aspecto geral da malha das paredes ensaiadas por Castro (2015).	93
Figura 5-8- Teste de malha para o bloco.....	94
Figura 5-9- Teste de malha para o prisma.....	94
Figura 5-10- Teste de malha para a parede.	95
Figura 5-11- Ilustração da superfície de escoamento de Drucker-Prager.....	96
Figura 5-12- Superfície de escoamento, cortando o plano das tensões desviadoras, Concrete Damaged Plasticity (CDP).	96
Figura 5-13- Comportamento do concreto à compressão, curva genérica.	98
Figura 5-14- Variação do parâmetro α_d	99
Figura 5-15- Curva tensão versus deformação inelástica, curva genérica.	100
Figura 5-16- Comportamento à tração, curva genérica.	102
Figura 5-17- Curva tensão versus deformação inelástica, curva genérica.	104
Figura 5-18- Degradação da rigidez (SIMULIA, 2012).	105
Figura 5-19- Influência do parâmetro Kc sobre a forma da superfície de escoamento.	107
Figura 5-20- Elucidação do plano biaxial de tensões (σ_1, σ_2), superfície de escoamento de Drucker-Prager.	107
Figura 5-21- Representação gráfica da relação entre σ_{b0} e σ_{c0} , Simulia (2012). .	108

Figura 5-22- Tangencial Behavior, SIMULIA (2012).	110
Figura 5-23- Localização das interfaces com Coesive Behavior.....	112
Figura 5-24- Localização das interfaces com Tangential Behavior e Hard contact.	112
Figura 5-25- Localização das interfaces com Coesive Behavior, Oliveira (2014)...	113
Figura 5-26- Localização das interfaces com Coesive Behavior, Castro (2015).	114
Figura 5-27- Condição de contorno nos blocos.....	115
Figura 5-28- Condições de contorno dos prismas.	115
Figura 5-29- Continuação das condições de contorno dos prismas.....	116
Figura 5-30- Condição de contorno para as paredes, exemplo Oliveira (2014).....	117
Figura 5-31- Continuação condições de contorno para as paredes, exemplo Oliveira (2014).....	117
Figura 5-32- Bloco 14x39x19 cm, ensaiado por Oliveira (2014).....	118
Figura 5-33- a) Prisma Castro (2015) e Prisma Oliveira (2014).	119
Figura 5-34- Parede sem apoio central, Oliveira (2014).....	120
Figura 5-35- Parede sem apoio central, Castro (2015).	120
Figura 6-1- Curvas tensão versus deformação, blocos de concreto ensaiados por Oliveira (2014) e resultado numérico obtido neste trabalho.	123
Figura 6-2- Tensão principal máxima Pa, BO.....	124
Figura 6-3- Tensão principal mínima Pa, BO.	125
Figura 6-4- Curva tensão versus deformação, blocos ensaiados por Castro (2015) e resultado numérico obtido neste trabalho.	126
Figura 6-5- Tensão principal máxima Pa, BC.	127
Figura 6-6- Tensão principal mínima Pa, BC.....	127

Figura 6-7- Curva tensão versus deformação, prisma ensaiado por Oliveira (2014) e resultado numérico obtido neste trabalho.	128
Figura 6-8- Tensão principal máxima obtida numericamente Pa, PO – apenas blocos.	129
Figura 6-9- Tensão principal mínima obtida numericamente Pa, PO- apenas blocos.	130
Figura 6-10- Tensões principais máximas Pa, PO – Argamassa.	131
Figura 6-11- Tensões principais mínimas Pa, PO – Argamassa.	132
Figura 6-12- Envoltórias de ruptura, PO – Argamassa.	133
Figura 6-13- Área considerada para cálculo da tensão de confinamento.	134
Figura 6-14- Curva tensão versus deformação, PC - Numérico.	135
Figura 6-15- Estado de tensões principais máximas Pa, PC – apenas blocos.	136
Figura 6-16- Tensões principais mínimas Pa, PC – apenas blocos.	137
Figura 6-17- Estado de tensões principais máximas, PC – Argamassa.	138
Figura 6-18- Tensões principais mínimas Pa, PC – Argamassa.	139
Figura 6-19- Envoltórias de ruptura, PC- Argamassa.	140
Figura 6-20- Força versus deslocamento, PSAO.	142
Figura 6-21- Deslizamento da parede central em m, PSAO.	144
Figura 6-22- Estado de tensões principais máximas em Pa, PSAO.	145
Figura 6-23- Estado de tensões principais mínimas em Pa, PSAO.	145
Figura 6-24- Início do processo de fissuração na parede, PSAO.	146
Figura 6-25- Processo de fissuração na interface, PSAO.	147
Figura 6-26- Distribuição de fissuração passo 48, PSAO.	148
Figura 6-27- Degradação da interface na porção superior da parede, PSAO.	148

Figura 6-28- Interface no último passo de carga, PSAO.	149
Figura 6-29- Tensões de cisalhamento na interface Pa, PSAO.	150
Figura 6-30- Distribuição de tensão normal, PSAO.	151
Figura 6-31- Distribuição de tensões cisalhantes, PSAO.	151
Figura 6-32- Localização dos pontos para traçado do diagrama de distribuição das tensões cisalhantes (linha violeta).	152
Figura 6-33- Curva tensão versus deslocamento, PSAC.	154
Figura 6-34- Deformada no último passo de carga em m, PSAC.	155
Figura 6-35- Estado de tensões principais máximas em Pa, PSAC.	156
Figura 6-36- Estado de tensões principais mínimas em Pa, PSAC.	157
Figura 6-37- Início do processo de fissuração na parede em Pa, PSAC.	158
Figura 6-38- Processo de fissuração na interface, PSAC.	158
Figura 6-39- Degradação da rigidez da interface da parede, PSAC.	159
Figura 6-40- Fissuração no passo de carga 55, carga de ruptura 682,58 kN.	159
Figura 6-41- Interface no último passo de carga, PSAC.	160
Figura 6-42- Tensões de cisalhamento na interface, PSAC.	161
Figura 6-43- Distribuição de tensão normal, PSAC.	162
Figura 6-44- Distribuição de tensão cisalhante, PSAC.	163
Figura 6-45- Deformada no último passo de carga 195 em m, correspondente à carga de 746,33 kN.	165
Figura 6-46- Deformada no passo de carga 139 (carga 1098,51 kN), correspondente à ruptura da ligação alma/aba em m.	166
Figura 6-47- Início da fissuração em Pa, PCAC.	167
Figura 6-48- Fissuração na interface alma/aba em Pa, PCAC.	167

Figura 6-49- Degradação da interface em Pa, PCAC.	168
Figura 6-50- Fissuração na carga máxima relativa a separação dos flanges (passo 139), PCAC.....	169
Figura 6-51- Distribuição de fissuração na interface na carga máxima de separação dos flanges (passo de carga 139), PCAC.	169
Figura 6-52- Degradação da rigidez da interface para o passo 139 (1098,51 kN), PCAC.	170
Figura 6-53- Tensões principais máximas (Pa) para o passo de carga 139 correspondente à carga de fissuração dos flanges (1098,51 kN), PCAC.....	171
Figura 6-54- Estado de tensões principais mínimas (Pa), passo de carga 139, carga 1378,72 kN, PCAC.....	172
Figura 6-55- Estado de tensões principais mínimas (Pa), passo de carga 148, carga 1378,72 kN, PCAC.....	172
Figura 6-56- Tensões cisalhantes (Pa) na interface para o passo de carga 139 correspondente à carga de (1098,51 kN), PCAC.	173
Figura 6-57- Evolução das tensões cisalhantes em Pa, PCAC.....	174
Figura 6-58- Distribuição das tensões verticais na alma e nos flanges para 40% da carga máxima de ruptura dos flanges, PCAC.....	176
Figura 6-59- Distribuição das tensões cisalhantes, PCAC.....	176

LISTA DE SÍMBOOS E ABREVIATURAS

f_{arg} - resistência à compressão média da argamassa

f_{arg}^* - resistência à compressão média da argamassa confinada

f_{tm} - tensão de confinamento transversal

f_b - resistência à compressão média dos blocos

f_{vo} - Resistência ao cisalhamento quando tensão normal vale zero

f_{vok} - valor característico da coesão

f_{vk} - resistência ao cisalhamento da junta

σ - tensão normal

τ_u - é a resistência ao cisalhamento

τ_{vert} - é a resistência ao cisalhamento vertical

φ - ângulo de atrito

f_k - resistência à compressão média da parede

F_{rup} - força ruptura da parede

$A_{interface}$ - área da interface

f_{pm} - resistência à compressão média do prisma

f_{ck} - resistência à compressão característica do concreto

f_{pk} - resistência à compressão característica do prisma

f_p - resistência à compressão do prisma

f_{ppk} - resistência à compressão característica das pequenas paredes

f_{bt} - resistência à tração do bloco

$f_{tb,ind}$ - resistência à tração indireta, área líquida

$f_{t\ fl}$ - resistência à tração na flexão da argamassa

$F_{tb,ind}$ - resistência à tração indireta, área bruta

$E_{tg\ arg}$ - módulo de elasticidade da argamassa

E_b - módulo de elasticidade do bloco

E_{alv} - módulo de deformação da parede

E_p - módulo de deformação do prisma

E_{c1} - módulo secante na carga máxima

e - espessura da parede

H - altura total da parede

F_{lFiss} - carga de primeira fissura na parede

F_{rup} - carga de ruptura da parede

ε_{inelas} - deformação inelástica

ε_{elas} - deformação elástica

ℓ - deformação total

ε_{cu} - deformação relativa a carga máxima

ε_{c1} - deformação no trecho elástico

α_d - parâmetro da curva tensão versus deformação analítica

W_b - massa específica unitária do bloco

ν - coeficiente de Poisson

RESUMO

SANTOS, Carol Ferreira Rezende, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, março de 2016. **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas às ações verticais**. Orientadora: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Coorientadores: José Carlos Lopes Ribeiro e Roberto Márcio da Silva.

Este trabalho tem como objetivo avaliar numericamente a interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto, sob ações verticais. Para tal, inicialmente foi realizada a modelagem dos blocos para validação da curva analítica tensão versus deformação adotada e, posteriormente, a modelagem dos prismas e das paredes. Para os prismas, foi adotada como estratégia de modelagem a micromodelagem detalhada, onde cada material (bloco e argamassa) é representado por suas propriedades mecânicas. Os resultados de resistência à compressão e módulo de deformação, obtidos por meio da modelagem dos prismas serviram como base de dados de entrada para alimentar o modelo numérico das paredes. Para estas, utilizou-se como estratégia de modelagem a macromodelagem, na qual a propriedade do material a ser atribuído às paredes consiste da associação dos blocos e argamassa, ou seja, trata-se de um material compósito. Para calibração dos modelos numéricos, foram utilizados os resultados experimentais apresentados por Oliveira (2014) e Castro (2015). Dessa forma, foi possível avaliar os mecanismos responsáveis pela ruptura dos blocos, prismas e paredes. Para os prismas encontrou-se, para os valores de resistência à compressão e módulo de deformação, uma diferença entre os resultados numéricos e experimentais de cerca de 5% em relação ao resultado experimental. Para as paredes, a maior diferença entre a parte experimental e numérica foi em torno de 10% em relação aos resultados experimentais, considerando os resultados de carga de ruptura, carga de fissuração e módulo de deformação. Por meio da análise de distribuição de tensões verticais, verificou-se que, para as paredes sem apoio na alma, ocorreu total transferência do carregamento aplicado na parede central para os flanges, enquanto que na parede com a alma apoiada ocorreu a homogeneização da carga atuante ao longo da altura. Dessa forma, observou-se que nas últimas fiadas a alma e os flanges apresentaram a mesma tensão vertical. Já para a distribuição das tensões cisalhantes na interface, verificou-se que todos os modelos apresentaram resultados de tensões cisalhantes maiores que 0,35 MPa (prescrição normativa), notou-se ainda que nos pontos de aplicação de carga e apoio ocorreram concentração de tensões que afetaram localmente a distribuição de tensões cisalhantes na interface.

ABSTRACT

SANTOS, Carol Ferreira Rezende, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, march, 2016. **Numerically evaluating the interaction between structural masonry walls in face of vertical tensions.** Adviser: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Co-adviser: José Carlos Lopes Ribeiro and Roberto Márcio da Silva.

This work aims at evaluating numerically the interaction between structural masonry walls in face of vertical tensions. In order to achieve that, it was used the molding of blocks for the analytical curve of tension validation versus the deformation adopted and, later, the molding of prisms and walls. For the prisms, it was adopted the detailed micro molding technique where each one of the materials (block and mortar) is represented by their own mechanical properties. The compression resistance results and deformation modules – obtained by molding the prisms – were used as data in order to feed the numeric model of the walls. For the walls, it was used the macro molding technique, where the properties attributed to the walls are the result of blocks and mortar association – as it is a composite material. To calibrate the numerical models, it was used the results of the experiments performed by Oliveira (2014) and Castro (2015). Thus, it was possible to evaluate the mechanisms responsible for the ruptures on the blocks, prisms and walls. It was found a difference of 5% between the results of tests performed by numerical models and real-world-conditions experiments with prisms. For the walls, the difference presented was around 10% considering the failure load, cracking load and deformation module results. By the analysis of the distribution of vertical tensions it was verified that walls without a core support suffer a transference of load to the flanges, while walls with core support experience a perfect distribution of load along their height. Therefore, it was observed that on the last layers both core and flanges presented identical vertical tensions. For the shear stress distribution, it was verified that it was above 0,35 MPa (normative prescription) and that it was highly concentrated on the load application and support points areas and, consequently, a concentration of shear stress on the wall's interface was detected.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo onde os elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que fazem a vedação da edificação, permitindo assim uma maior racionalização. Este sistema tem sido cada vez mais utilizado na construção civil por apresentar vantagens como custo competitivo, menor prazo de execução quando em comparação com outros sistemas construtivos e bom desempenho térmico e acústico. Dessa forma, buscando atender às novas demandas da construção civil, tais como projetos com maior número de pavimentos ou ainda a utilização de peças com menores dimensões, surge a necessidade de que a indústria desenvolva novos materiais.

Segundo Castro (2015), a utilização de minerais (sílica ativa, argila calcinada) e aditivos plastificantes tem proporcionado blocos com maior resistência e menor permeabilidade, sendo denominados de blocos de elevada resistência. Entretanto, apesar

do desenvolvimento de novos materiais e da utilização de estruturas cada vez mais esbeltas, as normas de cálculo não acompanharam essas evoluções devido, principalmente, à falta de modelos experimentais e matemáticos que expliquem o complexo comportamento das unidades, argamassa e juntas como um material compósito (OLIVEIRA, 2014).

Em países desenvolvidos da Europa, como a Alemanha, a alvenaria estrutural foi largamente utilizada principalmente após o período pós-guerra, já que era necessária a reconstrução das cidades em um curto prazo de tempo e a um custo relativamente baixo. Dessa forma, estes países se tornaram pioneiros no estudo da alvenaria estrutural, colocando este sistema construtivo em posição de destaque. Uma vez aceito pela construção civil, o sistema tem sido cada vez mais utilizado ao longo da história destes países, o que os levou à realização de intensas pesquisas e, posteriormente, ao desenvolvimento de critérios e especificações de projetos mais apurados. Embora muito aproveitado, esse conhecimento não pode ser aplicado em sua totalidade nas normas de projeto brasileiras, uma vez que as particularidades de materiais e mão de obra diferem bastante de país para país.

Uma questão ainda pouco entendida na alvenaria estrutural diz respeito à transmissão de esforços entre as paredes. Em projetos de alvenaria trabalha-se com duas hipóteses: a primeira supõe que as paredes trabalham de forma isolada e a segunda admite a ocorrência de trabalho conjunto, independentemente das tensões que se desenvolvem na interface. As duas hipóteses são simplificadoras e podem levar à condição de insegurança no projeto estrutural. A primeira não permite uma padronização da resistência do bloco utilizada no pavimento, uma vez que cada parede apresentará um diferente nível de carregamento; e, na segunda, a tensão cisalhante desenvolvida na interface pode ser suficiente para romper a ligação entre paredes, fazendo com que cada uma se comporte como parede isolada.

Diante disso, o desenvolvimento das tensões de cisalhamento que ocorrem nas interfaces verticais das paredes deve ser analisado a fim de garantir que a interface apresentará resistência suficiente para que não se rompa, de forma que haja transferência das forças entre as paredes interconectadas, favorecendo, assim, a homogeneização progressiva das tensões e resultando em projetos mais econômicos. Segundo Oliveira

(2014), é por essa razão que a resistência ao cisalhamento da interface entre paredes interconectadas pode ser considerada um parâmetro crítico no projeto.

Atualmente, para se estudar o comportamento da interface em paredes de alvenaria é comum o ensaio de paredes em formato H, uma vez que, ao apresentar duplo eixo de simetria, ocorre a eliminação dos efeitos de excentricidade decorrentes da forma da seção transversal. No entanto, ensaios experimentais são onerosos e, assim, uma solução bastante utilizada para se estudar um determinado fenômeno são as simulações numéricas, uma vez que estas, desde que calibradas, são capazes de fornecer informações sobre o comportamento estrutural e dar subsídios para determinar, com segurança, os parâmetros a serem utilizados em normas de projeto.

Para que o modelo numérico seja confiável e preciso, é necessário que seja feita uma descrição completa do material e uma validação adequada, em comparação com um número significativo de resultados experimentais. Uma vez calibrado o modelo, pode-se variar os parâmetros desejados e verificar o efeito isolado de cada um. A obtenção de um modelo numérico satisfatório é considerada uma tarefa árdua, visto que a alvenaria é um material compósito, heterogêneo e com características anisotrópicas. Segundo Oliveira (2014), pelo fato das juntas de argamassa atuarem como planos de ruínas, elas acabam sendo responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura, o que torna o processo de modelagem computacional ainda mais complexo.

Dentro desse contexto, esta pesquisa pretende apresentar a calibração de modelos numéricos de blocos, prismas e paredes em formato H (amarração direta), com base nos resultados experimentais obtidos por Oliveira (2014) e Castro (2015). Utilizando a modelagem numérica, serão estudados os mecanismos de transferência de solicitações na interface e as tensões cisalhantes nela desenvolvidas, comparando-as com o valor de resistência estabelecido pela norma brasileira atual.

1.2 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar o comportamento de blocos, prismas e paredes em formato H, executadas com blocos de concreto comuns e de alta resistência, quando submetidas à ação vertical, utilizando modelos numéricos em elementos finitos.

Como objetivos específicos, busca-se:

- desenvolver e calibrar, com base nos resultados obtidos por Oliveira (2014), modelos de blocos, prismas e paredes em formato H, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software comercial ABAQUS;
- propor modelos numéricos representativos de prismas e paredes em formato H, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o software ABAQUS, a partir dos resultados experimentais obtidos por Castro (2015), utilizando blocos de alta resistência;
- comparar os resultados numéricos com os resultados experimentais obtidos por Oliveira (2014) e Castro (2015);
- avaliar a distribuição de esforços obtida através dos modelos numéricos, identificando os modos de ruptura dos blocos, prismas e paredes;
- verificar se ocorre a homogeneização de tensões verticais atuantes localizadas em regiões próximas à interface;
- avaliar as tensões de cisalhamento que se desenvolvem na interface entre a parede central e os flanges.

1.3 Justificativa do Trabalho

Os blocos de alta resistência têm sido cada vez mais utilizados em obras de alvenaria estrutural, devido ao seu bom desempenho estrutural e durabilidade. No entanto, não existem muitas pesquisas sobre o material, havendo diversos parâmetros que carecem de estudos mais aprofundados, principalmente no que diz respeito à sua influência nos modos de ruptura. Com os resultados experimentais, é possível a calibração de um modelo numérico e, assim, a variação de parâmetros importantes a fim de se analisar os efeitos individuais apresentados.

Por sua vez, o desempenho das interfaces é fundamental para que haja a transmissão de forças entre as paredes interconectadas, sendo possível a determinação da taxa de transferência dos esforços que ocorre ao longo da parede. Para tal, é necessária a análise das tensões cisalhantes que se desenvolvem nas paredes a fim de se comparar a resistência das interfaces com essas solicitações.

Dessa forma, o desenvolvimento deste trabalho se justifica pelo fato de que a modelagem numérica é uma importante ferramenta que auxilia na variação dos parâmetros que compõem os elementos de alvenaria, possibilitando a elaboração e ajuste de um modelo matemático simplificado que possa ser utilizado em projetos.

1.4 Organização do Trabalho

O trabalho está dividido em sete capítulos, que procuram relatar as diferentes etapas no processo de elaboração da dissertação. No capítulo 1, apresenta-se uma introdução sobre a alvenaria estrutural, sua evolução ao longo do tempo, uma breve descrição sobre os blocos de alta resistência e a importância da utilização da modelagem numérica.

O capítulo 2 inicia como uma revisão de literatura a respeito dos componentes e elementos de alvenaria, avaliando os fatores que interferem na resistência à compressão dos prismas e das paredes, bem como seus modos de ruptura. São apresentados, ainda, alguns aspectos importantes para se entender os mecanismos de interação entre paredes, auxiliando na compreensão dos mecanismos de transferência de solicitações cisalhantes.

No capítulo 3 é apresentada uma revisão bibliográfica a respeito da modelagem numérica, indicando os modelos constitutivos que serão utilizados na simulação, bem como as técnicas de modelagem possíveis e uma breve descrição de trabalhos realizados com auxílio desta ferramenta.

No capítulo 4 são indicados os resultados experimentais obtidos por Oliveira (2014) e Castro (2015) e apresenta-se a metodologia para calibração dos modelos numéricos.

No capítulo 5 é apresentada a modelagem numérica dos blocos, prismas e paredes, indicando as propriedades dos modelos numéricos, tais como as propriedades das interfaces, os modelos constitutivos, as condições de contorno e as condições de carregamento.

No capítulo 6 são apresentados os resultados dos modelos numéricos, comparando-os com os resultados obtidos experimentalmente para os blocos, prismas e paredes.

No capítulo 7 são apresentadas as considerações finais. Nele constam as conclusões do trabalho e uma análise crítica dos resultados obtidos nas modelagens, estabelecendo comparações com os valores indicados pelas normas. Por fim, seguem-se algumas sugestões para trabalhos futuros e as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

2

COMPORTAMENTO DOS COMPONENTES E ELEMENTOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Neste tópico serão abordados conceitos relativos às propriedades mecânicas e aos possíveis modos de ruptura dos componentes e elementos de alvenaria estrutural. Ainda será comentado a respeito de alguns critérios de ruptura e, ao final do capítulo, serão apresentados estudos experimentais.

2.1 Contextualização

A alvenaria estrutural é um dos sistemas construtivos mais antigos que existem. Nos primórdios de sua utilização, era composta por unidades de blocos de pedra ou cerâmicos intertravados, com ou sem material ligante.

Segundo Gomes (2001), o início da utilização da alvenaria estrutural no Brasil ocorreu em São Paulo, no fim da década de 60, onde foi incorporada à construção de habitações populares, em edifícios com quatro ou cinco pavimentos. Ainda de acordo com o autor, naquela época, os materiais utilizados eram de péssima qualidade, gerando problemas de patologias e conforto térmico, contribuindo para uma imagem negativa do sistema. Como consequência, houve uma retração do mercado e a utilização da alvenaria estrutural como método construtivo foi praticamente abandonada.

No final da década de 80 e início da década de 90, começaram a ser desenvolvidas pesquisas em universidades a respeito do comportamento estrutural de paredes e prismas. Foram estudadas técnicas tanto para aumentar a produtividade no canteiro de obras, como para aumentar a qualidade dos materiais e alcançar uma melhor relação custo/benefício. A partir desses estudos, foram elaboradas normas técnicas que possibilitaram a padronização dos métodos de cálculo, permitindo um maior aproveitamento da capacidade resistente do material. Dessa forma, a alvenaria estrutural voltou a ser aceita no mercado da construção civil, onde atualmente tem sido cada vez mais utilizada.

No entanto, apesar dos estudos anteriores, ainda existe a necessidade de se estudar o comportamento da alvenaria uma vez que, devido à crescente demanda do mercado da construção civil, é comum deparar-se com elementos cada vez mais esbeltos e novos tipos de materiais com diferentes comportamentos mecânicos. Desse modo, faz-se necessário atualizar as normas de cálculo.

Diversos pesquisadores concordam que o comportamento da alvenaria estrutural é bastante complexo, uma vez que é um material compósito, ou seja: consiste da associação de vários materiais (blocos, argamassa e, em alguns casos, graute e barras de aço), onde cada material possui seu próprio comportamento mecânico. Assim, ressalta-se que a obtenção de um modelo matemático que represente as propriedades da alvenaria, bem como seu modo de ruptura, é uma tarefa árdua.

Dessa forma, o presente capítulo abordará o comportamento da alvenaria estrutural destacando a contribuição de diversos autores acerca do tema, dando enfoque aos possíveis modos de ruptura e tensões de cisalhamento que se desenvolvem em paredes conectadas.

2.2 Componentes da Alvenaria Estrutural

A alvenaria estrutural, por ser constituída pela associação de outros elementos, apresenta comportamento mecânico bastante complexo. Assim, vários autores afirmam que, para se entender o comportamento deste tipo de alvenaria, é necessário o estudo dos componentes de forma individual e, posteriormente, o comportamento dos componentes associados que formam os elementos.

A seguir, apresenta-se uma revisão a respeito de cada componente da alvenaria, destacando as características mais importantes para realização deste trabalho.

2.2.1 Bloco de concreto - unidade

As propriedades mecânicas mais importantes para caracterização dos blocos são: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Dentre todos os fatores, a resistência à compressão é o que mais contribui para a resistência final da alvenaria. No entanto, o ganho de resistência das paredes não é proporcional ao ganho de resistência da unidade, pois com o aumento de sua resistência ocorre o aumento na diferença entre a resistência do bloco e da argamassa.

No Brasil, não existem ensaios normatizados para obtenção do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson nas unidades. No entanto, alguns autores sugerem equações para a quantificação do módulo de deformação. A equação (2.1) é a sugerida pela ACI – Building Code 318 (2011), que adota concretos de massa específica entre 1442 a 2483 kg/m³. Para o coeficiente de Poisson utiliza-se o valor de referência 0,20 que corresponde ao coeficiente de Poisson do concreto.

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

Onde:

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

O CEB-FIP Mode Code (1990) especifica que o módulo de elasticidade do concreto de peso normal pode ser estimado por meio da equação (2.2).

$$E_c = 2,15 \cdot 10^4 \cdot (f_{ck} / 10)^{1/3} \quad (2.2)$$

Onde:

- E_c é o módulo de elasticidade médio do concreto, em MPa;
- f_{ck} é a resistência característica à compressão, em MPa.

A alvenaria, quando carregada axialmente, solicita o bloco à tração e a argamassa à compressão, dependendo da rigidez dos materiais. Por este motivo é interessante determinar a resistência à tração dos blocos. Essa resistência pode ser determinada de duas formas: através de testes diretos ou de testes indiretos. Em função das dificuldades de realização de testes diretos confiáveis, geralmente os pesquisadores utilizam testes indiretos, sendo a compressão diametral, regulamentada pela ASTM C496 (2012), o mais conhecido.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 define ainda que a resistência à tração no concreto pode ser determinada através de testes indiretos ou pela resistência à tração na flexão. A resistência à tração direta equivale a 90% da resistência à tração indireta, ou 70% da resistência à tração na flexão.

É citado que, na falta de testes experimentais, pode ser utilizada a equação (2.3), onde f_t corresponde à resistência à tração do concreto e o f_{ck} é relativo à resistência à compressão característica do concreto.

$$f_t = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.3)$$

Onde:

- f_t é a resistência à tração do concreto, em MPa;
- f_{ck} é a resistência característica à compressão, em MPa.

Para a presente pesquisa, foi empregada a equação (2.3) para determinar a resistência média à tração dos blocos, prismas e paredes, utilizando os valores médios de resistência à compressão.

2.2.2 Argamassa de assentamento

Segundo Roman et al. (1999) apud Castro (2015), a argamassa, além da função de unir os blocos, é responsável pela transmissão e uniformização das tensões atuantes entre estes, de modo a absorver pequenas deformações impostas nas paredes, solidarizando as unidades. É por meio dela que se garante o monolitismo da parede, sendo, portanto, o comportamento da alvenaria fortemente influenciado pelas propriedades mecânicas da argamassa.

De acordo com a ABNT NBR 15961-1:2011, a argamassa não deve apresentar resistência à compressão menor que 1,5 MPa, nem valores superiores a 70% da resistência característica à compressão dos blocos na área líquida, uma vez que, caso esta condição não seja atendida, ocorre ruptura frágil da alvenaria. Gomes (1983), em seu trabalho, verificou que com o aumento da resistência da argamassa, a alvenaria não consegue mais acomodar as deformações decorrentes do carregamento, levando a parede à ruptura excessivamente frágil. Na referida norma é estabelecido que a espessura para as juntas horizontais e verticais deve ser de 10 mm.

Alguns autores estabeleceram as propriedades mecânicas da argamassa, tais como o módulo de elasticidade, a partir de expressões analíticas simplificadas. Nos estudos de Cheema e Klingner (1986), o módulo de elasticidade tangente (E_{tg}) da argamassa foi determinado em função de sua resistência à compressão através da equação (2.4), para um nível de tensão de 30% da resistência à compressão.

$$E_{tg\ arg} = 1000 \cdot f_{arg} \quad (2.4)$$

Onde:

- $E_{tg\ arg}$ é o módulo de elasticidade da argamassa, em MPa;
- f_{arg} é a resistência média à compressão da argamassa, em MPa;

Enquanto que, para Khalaf et al. (1992), a expressão de módulo de elasticidade que melhor apresenta correlação com seus valores experimentais é dada pela equação (2.5).

$$E_{tgarg} = 600 \cdot f_{arg} \quad (2.5)$$

Onde:

- E_{tgarg} é o módulo de elasticidade da argamassa, em MPa;
- f_{arg} é a resistência média à compressão da argamassa, em MPa;

2.2.3 Graute

Apesar de não ter sido simulado nenhum elemento de alvenaria grauteado neste trabalho, é importante conceituá-lo, uma vez que é utilizado em grande parte das alvenarias. Sendo geralmente utilizado quando bloco e argamassa não são suficientes para suportar os esforços solicitantes da alvenaria. Ele tem por função o aumento da capacidade resistente à compressão da parede, além solidarizar as armaduras ao bloco preenchendo as cavidades onde elas se encontram. Na teoria, o aumento da resistência da parede é proporcional ao aumento da área líquida proporcionada pelo grauteamento, entretanto isso nem sempre ocorre. Segundo Castro (2015), algumas pesquisas indicam que a eficiência do graute pode variar de 60 a 100%, sendo maior sua eficiência nos casos de blocos de menor resistência combinados com grautes de maior resistência. Quando não se tem informações seguras, sugere-se adotar eficiência de 60% e traço com resistência próxima à do bloco na área líquida (PARSEKIAN; SOARES, 2011).

2.3 Comportamento mecânico dos elementos e componentes de alvenaria

Uma vez apresentados os componentes da alvenaria, procede-se ao estudo do comportamento dos componentes e das paredes destacando a atuação associada dos materiais. Dentro deste tópico serão apresentados ainda os critérios de ruptura e os modos de ruptura para os prismas e paredes.

2.3.1 Comportamento das argamassas na alvenaria

As alvenarias, quando submetidas a um carregamento vertical, geram um estado de tensões que provoca, na argamassa de assentamento, tensões horizontais devidas à aderência existente entre a unidade e a argamassa. Logo, em um prisma ou parede, essa se encontra submetida a um estado triaxial de tensões, apresentando, portanto, comportamento diferente do obtido em ensaios uniaxiais. Ressalta-se que, sob um estado triaxial de tensões, ocorrem mudanças nas propriedades mecânicas tais como: resistência à compressão, variação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (sendo este último não abordado neste trabalho uma vez que foi admitido como valor fixo e igual a 0,2). Segundo Mohamad (2007), o estudo do comportamento das argamassas confinadas é fundamental para se entender os mecanismos de ruptura em prismas e paredes (tração no bloco, esmagamento localizado nas faces do bloco, ou esmagamento da interface). Neste trabalho, na etapa de resultados, verificou-se apenas o efeito do confinamento sobre a resistência mecânica da argamassa.

2.3.1.1 Variação da resistência à compressão da argamassa devido ao confinamento

Khoo (1972) foi um dos primeiros pesquisadores a verificar o aumento da resistência à compressão confinada da argamassa. Ele submeteu 18 amostras utilizando dois traços de argamassa (i- 1:1:6 e ii- 1:0,25:3) a cinco tensões confinantes diferentes. A partir dos resultados experimentais, o autor concluiu que a resistência à compressão da argamassa aumenta com o aumento da tensão lateral confinante, sendo esta relação dada por meio da equação (2.6) e da equação (2.7), para os dois traços estudados.

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 2,3 \cdot f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:1:6) \quad (2.6)$$

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 3,4 \cdot f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:0,25:3) \quad (2.7)$$

Onde:

- f_{arg}^* corresponde à resistência à compressão da argamassa confinada;
- f_{arg} corresponde à resistência à compressão uniaxial da argamassa;
- f_{tm} corresponde à tensão de confinamento transversal.

Mohamad (1998) também ensaiou argamassas submetidas a diferentes tensões confinantes e concluiu, assim como Khoo (1972), que, com o aumento da tensão confinante, houve um incremento na resistência da argamassa, sendo essa relação dada por meio das equações (2.8), (2.9), (2.10) e (2.11), para os quatro traços estudados.

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 4,0 f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:0,25:3) \quad (2.8)$$

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 3,6 f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:0,5:4,5) \quad (2.9)$$

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 2,6 f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:1:6^a) \quad (2.10)$$

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 2,5 f_{tm} \quad (\text{Traço } 1:1:6^b) \quad (2.11)$$

Onde:

- f_{arg}^* corresponde à resistência à compressão da argamassa confinada;
- f_{arg} corresponde à resistência à compressão uniaxial da argamassa;
- f_{tm} corresponde à tensão de confinamento transversal;
- (Traço 1:1:6^a) corresponde ao traço com relação a/c=1,43;
- (Traço 1:1:6^b) corresponde ao traço com relação a/c=1,60.

2.3.1.2 Comportamento do módulo de elasticidade das argamassas confinadas

Mohamad (1998) estudou o efeito do confinamento sobre o módulo de elasticidade das argamassas. Através dos resultados, observou-se que, para traços mais fortes (1:0,5:4,5 e 1:0,25:3), o módulo de elasticidade aumentou em função do aumento da tensão confinante e, para traços mais fracos (1:1:6^{ab}), o módulo de elasticidade diminuiu em função do aumento da tensão confinante. As mesmas conclusões foram obtidas por Khoo (1972) e Atkinson et al. (1985).

Mohamad (1998) apresenta equações analíticas correlacionando o módulo confinado em função da tensão confinante. Pode-se ainda obter o módulo de deformação da argamassa confinada triaxialmente a partir da curva tensão versus deformação de um

ponto qualquer localizado em seu interior. O módulo triaxial corresponde ao próprio módulo tangente da curva, uma vez que para níveis de tensão até 0,3 da resistência à compressão do conjunto (prisma), admite-se que apenas a junta de argamassa se deformou. Tal hipótese foi também adotada por Khoo (1972) e Atkinson et al. (1985). Como esse efeito não foi estudado neste trabalho, apresentou-se apenas um breve resumo das conclusões obtidas pelos autores. Para mais detalhes ver Mohamad et al. (2002).

2.3.2 Aderência da interface bloco/argamassa

Oliveira (2014) define aderência como a capacidade de transferir tensões de tração e de cisalhamento na interface entre dois materiais adjacentes sem que haja separação entre eles. A incapacidade de aderência entre bloco e junta de argamassa pode prejudicar praticamente todas as propriedades de uma parede de alvenaria. Entre muitos parâmetros que afetam a aderência da argamassa na alvenaria, são citados: a relação água/cimento, as propriedades da argamassa, o teor de ar incorporado, as condições de cura e o tipo da argamassa utilizada, além das propriedades do bloco como a rugosidade.

Segundo Carasek (1996), 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.

Resistência de aderência à tração na interface

Os ensaios de resistência de aderência à tração podem ser divididos em: ensaios de resistência de aderência à tração direta e ensaios de resistência de aderência à tração na flexão. Apesar do ensaio de tração direta ser mais adequado para avaliação do comportamento não linear da junta, é pouco usado devido à sua dificuldade de realização, uma vez que requer equipamentos que permitam aplicar uma distribuição de tensões uniformes na interface unidade-argamassa, além de ser necessária a confecção de modelos com menores imperfeições construtivas.

Como o ensaio de tração direta não é normalizado, toma-se como referência procedimentos recomendados por diversos autores sua realização. De maneira geral, o ensaio de tração consiste em um prisma de duas unidades ligadas por uma única junta de argamassa, solicitada à tração axial. Figura 2-11.

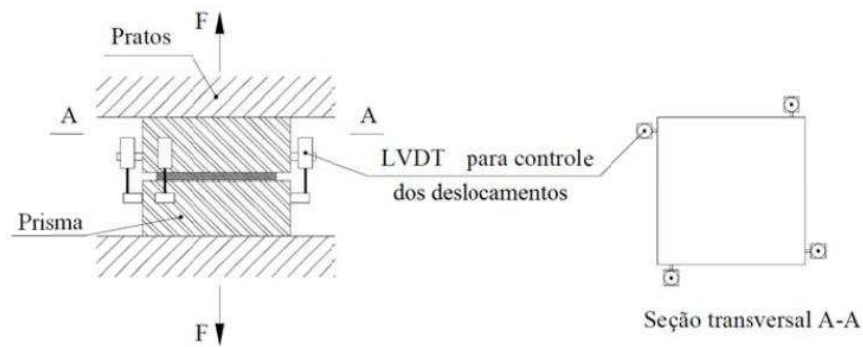


Figura 2-1 –Esquema de ensaio de tração direta.

Fonte: Almeida (2002).

Segundo Van der Pluijm (1999), o diagrama apresentado na Figura 2-2 pode ser obtido a partir do ensaio de tração direta com controle de deslocamentos.

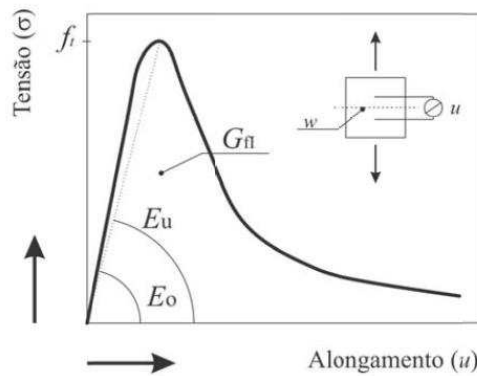


Figura 2-2 –Diagrama tensão versus deslocamento (u) do ensaio de tração direta com controle de deslocamentos

Fonte: (Van der Pluijm,1999).

Onde:

- f_t é a tensão de tração, MPa;
- G_{fI} é a energia de fratura modo 1, MPa.mm;
- E_u é o módulo de elasticidade secante, MPa;
- E_0 é o módulo de elasticidade tangente, MPa.

Uma vez atingida a resistência à tração da ligação, a tensão atuante não decresce imediatamente até zero, mas diminui gradualmente. Este tipo de comportamento é

denominado de “amolecimento”, que é um decréscimo gradual da resistência mecânica do material sob acréscimo contínuo da deformação. De acordo com Lourenço (1998), a obtenção desse diagrama é importante, pois permite avaliar os mecanismos de fraturamento pós-pico que podem ser utilizados como dados de entrada para modelos não lineares avançados.

O ensaio de resistência à tração na flexão consiste na imposição da flexão da parede de alvenaria até a ruptura. Apesar de ser um ensaio relativamente simples, Almeida (2002) alerta para a dificuldade em relacionar objetivamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta.

Resistência ao cisalhamento na interface

Riddington et al. (1997) afirma que a resistência ao cisalhamento das juntas está relacionada à tensão de compressão atuando através delas e que o comportamento pode ser descrito através da lei de Coulomb, dada pela equação (2.12).

$$\tau_u = f_{v0} + \tan \varphi \cdot \sigma \quad (2.12)$$

Onde:

- τ_u é a resistência ao cisalhamento da junta horizontal ou vertical;
- f_{v0} é a resistência ao cisalhamento por aderência inicial (quando $\sigma = 0$), também denominada coesão;
- σ é a tensão de pré-compressão normal à junta;
- φ é o ângulo de atrito do material.

Não existe uma metodologia padronizada capaz de medir a resistência ao cisalhamento da junta. Por este motivo, vários autores têm criado, sem sucesso, métodos de ensaio que visam distribuir uniformemente as tensões normais e tangenciais. Alguns métodos de ensaio conduzem a melhores distribuições do que outros, entretanto, nenhum pode ser considerado ideal. O ensaio sugerido pela EN 1052-3:1999 é o que tem sido mais aceito no meio técnico, pois conduz a resultados consistentes, desde que realizados com pré-compressão, além de ser considerado um ensaio relativamente simples de ser realizado. Figura 2-3.

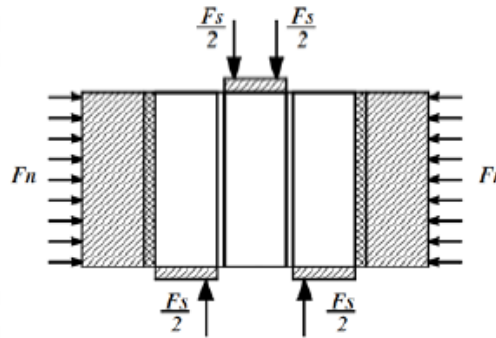
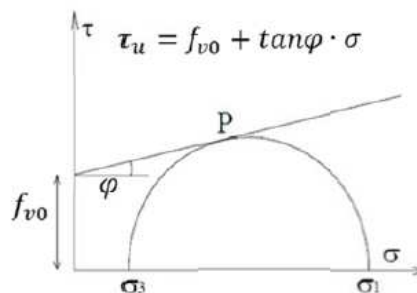


Figura 2-3–Ensaio de cisalhamento pela EN 1052-3:1999.
 Fonte: EN 1052-3:1999.

Onde:

- F_n é a força de pré-compressão;
- F_s é a força de compressão.

O ângulo de atrito interno do material e a coesão podem ser determinados a partir da reta tangente ao círculo de Mohr, Figura 2-4.



(a)

Figura 2-4 –Definição dos ângulos de atrito e de dilatância.
 Fonte: Oliveira (2014).

Onde:

- τ_u é a resistência ao cisalhamento da junta horizontal ou vertical;
- f_{v0} é a resistência ao cisalhamento por aderência inicial (quando $\sigma = 0$), também denominada coesão;
- σ_1 e σ_3 correspondem às tensões normais;
- ϕ é o ângulo de atrito do material.

O ensaio de cisalhamento permite obter importantes características que possibilitam descrever o comportamento das juntas de interface, necessárias para abastecer o modelo numérico em uma abordagem de micromodelagem. Estas propriedades incluem resistência ao cisalhamento, energia de fraturamento, coesão e rigidez tangencial da junta.

A ABNT NBR 14321:1999 apresenta o ensaio de compressão diagonal para avaliar a resistência ao cisalhamento. Para casos em que a argamassa é feita de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas, a resistência ao cisalhamento apresenta os valores fornecidos pela Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais.

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.

Fonte: ABNT NBR 15961 (2011).

2.3.3 Paredes de alvenaria

A alvenaria estrutural, por ser uma associação de dois ou mais materiais, tem seu comportamento estrutural definido em função das características de cada um de seus componentes.

O código europeu EN 1996-1-1:2005 estabelece a equação (2.13) para determinação da resistência característica à compressão da alvenaria.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (2.13)$$

Onde:

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

No Brasil, conforme citado por Ramalho e Corrêa (2003), a resistência da parede é em torno de 0,5 a 0,9 da resistência à compressão dos blocos de concreto utilizados em sua construção. Ainda, a ABNT NBR 15961-1:2011 estabelece na equação (2.14) a relação entre a resistência dos prismas (de 2 blocos) e a parede, desde que seja utilizado na construção dos dois elementos o mesmo tipo de argamassamento.

$$f_k = 0,7 \cdot f_p \quad (2.14)$$

Onde:

- f_p é a resistência característica à compressão dos prismas;
- f_k é a resistência característica à compressão da alvenaria.

Com base em ensaios realizados de prismas e paredes, diversos autores concluíram que a ruptura de paredes isoladas pode ocorrer por três fenômenos, sendo eles: tensões de tração ou compressão no bloco e esmagamento da junta de argamassa. Deste modo, é necessário que haja uma compatibilização do traço da argamassa em função do tipo e resistência do bloco, para que o processo de ruptura ocorra na argamassa, podendo eventualmente ter esmagamentos ou fissuras localizadas nos blocos. Assim, pode-se extrair o máximo de aproveitamento dos dois materiais.

2.3.4 Módulo de deformação

O módulo de deformação e o coeficiente de Poisson são importantes características da alvenaria, pois além de determinar suas deformações, determinam seu mecanismo de ruptura. Geralmente, o módulo de deformação tangente é obtido a partir do traçado do gráfico tensão versus deformação, obtido na compressão nos pontos referentes a 0,5 MPa e 30% da carga de ruptura. No entanto, na falta de ensaios experimentais, alguns autores estimam a rigidez da alvenaria através dos módulos de deformação dos blocos e da argamassa.

Dhanasekar (1985 apud MOHAMAD et al., 2002) sugere uma relação não linear para estabelecer o módulo de deformação da alvenaria em função da resistência à compressão, dada pela equação (2.15).

$$E_{alv} = 1180 \cdot (f_c)^{0,83} \quad (2.15)$$

Onde:

- f_c é a resistência à compressão uniaxial da alvenaria, em MPa;
- E_{alv} é o módulo de elasticidade da alvenaria.

A EN 1996-1-1 (2005) fornece uma aproximação simples para determinação do módulo de elasticidade da alvenaria dada pela equação (2.16).

$$E_{alv} = 1000 \cdot f_k \quad (2.16)$$

Onde:

- f_k é a resistência à compressão característica da alvenaria, em MPa;
- E_{alv} é o módulo de elasticidade da alvenaria.

A ABNT NBR 15961-1:2011 estabelece para o módulo de deformação da alvenaria o valor dado pela equação (2.17).

$$E_{alv} = 800 \cdot f_{pk} \quad (2.17)$$

Onde:

- f_{pk} é a resistência à compressão característica dos prismas, em MPa;
- E_{alv} é o módulo de elasticidade da alvenaria.

2.3.5 Critérios de ruptura

Os modelos utilizados para se descrever a ruptura da parede se baseiam na representação das deformações do bloco, argamassa e da aderência nas interfaces, sendo o mais comum o critério de ruptura de Mohr. Em seguida, serão apresentados alguns critérios adotados por pesquisadores.

De acordo com Mohamad et al. (2002), o diagrama de ruptura de Mohr-Coulomb representa a ruptura sob estados combinados de tensão de tração e compressão. Segundo

esse critério, haverá ruptura quando, num ponto ao longo da superfície, a tensão de cisalhamento se igualar à resistência ao cisalhamento do material. Na Figura 2-55 são mostradas as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb, com os respectivos parâmetros.

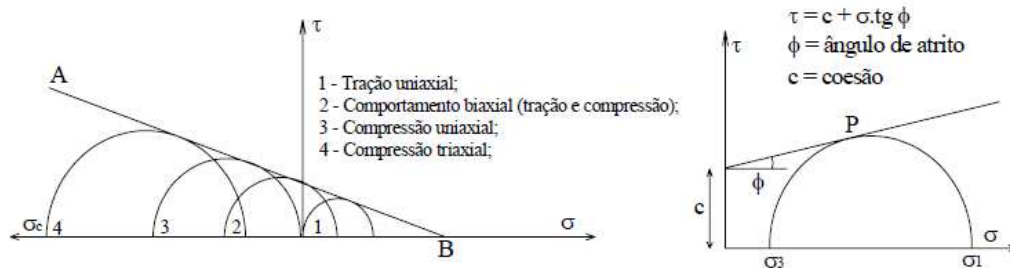


Figura 2-5 –Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

Fonte: Mohamad et al. (2002).

Um outro critério consiste na deformação lateral máxima para prismas, que se baseia na compatibilidade de deformações laterais entre os materiais (blocos e argamassa). Verifica-se por esse fundamento que, quanto maior a diferença entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, maiores as tensões laterais de tração e compressão geradas nos materiais. Na Figura 2-6, são mostradas as deformações no modelo formado por blocos e junta de argamassa.

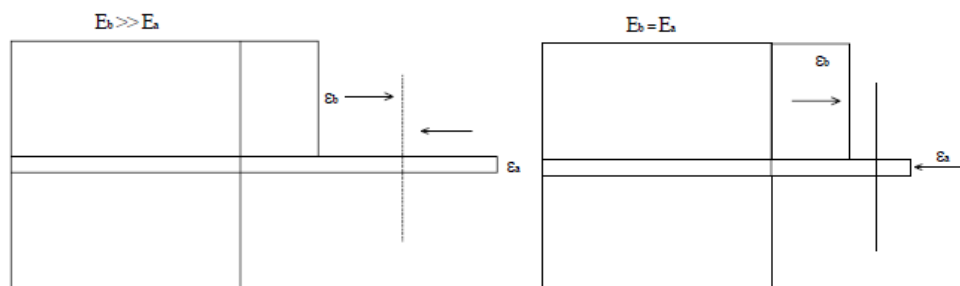


Figura 2-6 –Modelo representando as deformações laterais no bloco e argamassa.

Fonte: Mohamad et al. (2002).

Onde:

- E_a é o módulo de elasticidade da argamassa, em MPa;
- E_b é o módulo de elasticidade do bloco, em MPa;

- ε_a é a deformação da argamassa;
- ε_b é a deformação do bloco.

Existem ainda modelos mais detalhados que consideram modos de ruptura devido à tração, cisalhamento, flexão e aos esforços combinados. O modelo de Khoo e Hendry (1975) fornece o comportamento do bloco sob um estado biaxial (tração e compressão) e a argamassa sob estado triaxial, estabelecendo as envoltórias de ruptura dos blocos e argamassas, Figura 2-7.

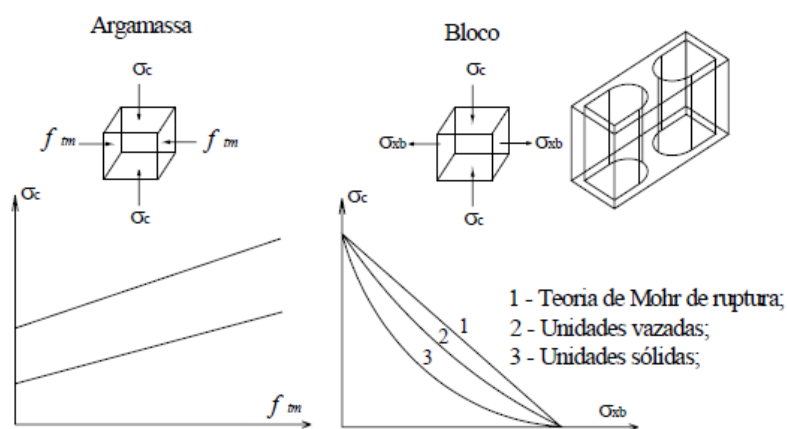


Figura 2-7 –Envoltória da argamassa sob compressão triaxial e a envoltória das unidades sólidas e vazadas sob um estado biaxial compressão/tração.

Fonte: Khoo e Hendry (1975).

Onde:

- f_{tm} é a tensão de compressão horizontal na argamassa devido ao confinamento, em MPa;
- σ_c é a tensão de compressão vertical no bloco e na argamassa, em MPa;
- σ_{xb} é a tensão de tração que surge no bloco em função do efeito de confinamento da argamassa.

Afshari e Kaldjan (1989) determinaram o comportamento geral dos prismas sujeitos à compressão uniforme através do gráfico que relaciona a evolução das tensões de tração no bloco e as tensões de confinamento na argamassa em função da tensão uniaxial aplicada ao conjunto, como mostrado na Figura 2-8. Este modelo é semelhante

ao formulado por Atkinson et al. (1985), para as unidades sólidas. Entretanto, foram adicionadas outras considerações, como, por exemplo, a relação entre área líquida e área bruta da unidade.

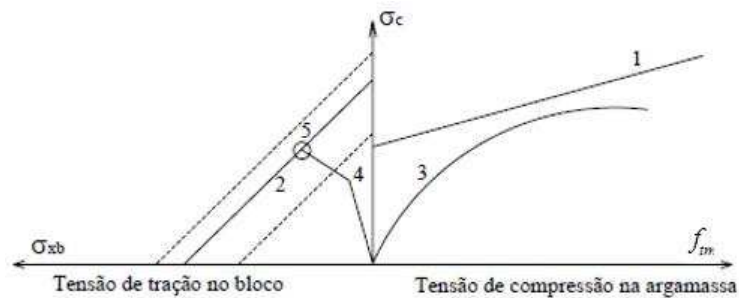


Figura 2-8 –Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão uniforme.
 Fonte: Afshari e Kaldjan (1989).

Onde:

- f_{tm} é a tensão de compressão horizontal na argamassa devido ao confinamento, em MPa;
- σ_c é a tensão de compressão vertical no bloco e na argamassa, em MPa;
- σ_{xb} é a tensão de tração que surge no bloco em função do efeito de confinamento da argamassa.

Na Figura 2-8 são mostrados os seguintes pontos: “1” é a envoltória de ruptura da argamassa sob compressão triaxial; “2” é a envoltória de ruptura dos blocos sob compressão biaxial; “3” é a curva de carregamento da argamassa; “4” é a curva de carregamento do bloco; e “5” é o ponto em que a ruptura ocorreu por tração no bloco, antes de atingir o esmagamento da junta de argamassa.

O modelo de Hilsdorf (1969 apud PINHEIRO, 2009) baseou-se nas seguintes hipóteses:

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

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

Na Figura 2-9 é ilustrado o estado de tensões de um prisma de alvenaria, segundo esse modelo proposto.

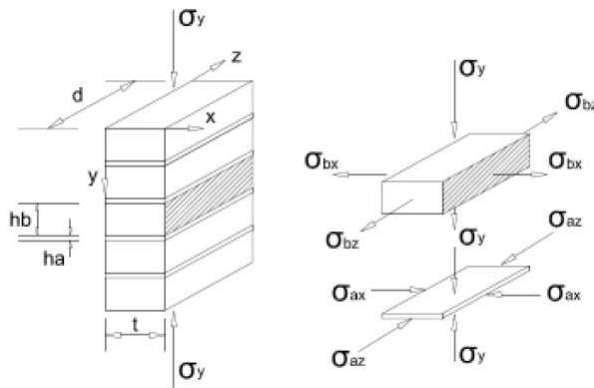


Figura 2-9 –Distribuição de tensões conforme o modelo de HILSDORF.

Fonte: Pinheiro (2009).

Onde:

- σ_y é a tensão de compressão vertical no bloco e na argamassa, em MPa;
- σ_{bx} é a tensão de tração no bloco na direção x, em MPa;
- σ_{bz} é a tensão de tração no bloco na direção z, em MPa;
- σ_{ax} é a tensão de compressão na argamassa na direção x, em MPa;
- σ_{az} é a tensão de compressão na argamassa na direção z, em MPa.

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

Khoo (1972) define um critério para ruptura da interface bloco/argamassa. De acordo com a Figura 2-10, este critério é subdividido em três regiões distintas. A região

1 é definida quando as tensões na interface (σ_x) são maiores que a resistência à tração da ligação. Portanto, a resistência ao cisalhamento último é igual a zero ($\tau_u = 0$). A região 2 é definida quando as tensões na interface (σ_x) são menores que a resistência à tração da ligação. Com isso, a resistência última de cisalhamento é obtida pela equação (2.18). A região 3 é definida quando as tensões atuantes na ligação forem de compressão. Neste caso, a resistência última ao cisalhamento é determinada pela equação (2.19).

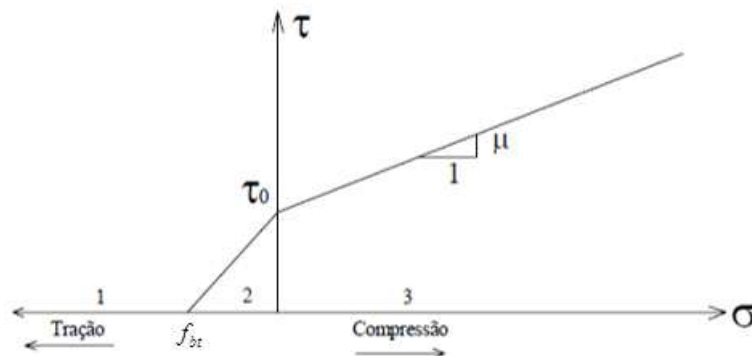


Figura 2-10 –Critérios de ruptura para o comportamento da interface bloco/argamassa.
Fonte: Khoo (1972).

$$\tau_u = \tau_0 - \left(\frac{\tau_0}{f_{bt}} \right) \cdot \sigma_x \quad (2.18)$$

$$\tau_u = \tau_0 - \mu \cdot \sigma_x \quad (2.19)$$

Onde:

- σ_x é a tensão normal na interface, em MPa;
- τ_u é a resistência ao cisalhamento último, em MPa;
- τ_0 é a tensão de aderência inicial;
- f_{bt} é a resistência à tração na interface, em MPa.

2.4 Modos de ruptura

2.4.1 Modos de ruptura dos prismas

Diversos autores têm estudado os modos de ruptura dos prismas, uma vez que é possível estabelecer uma relação direta com os modos de ruptura apresentados pelas paredes isoladas. É de consenso que o modo de ruptura varia em função das propriedades mecânicas de seus materiais constituintes, tais como o módulo de deformação da argamassa e sua capacidade resistente.

Estudos conduzidos por Hamid e Drysdale (1979) sugerem que o mecanismo de ruptura na alvenaria ocorre devido ao surgimento de um estado biaxial de tração e compressão, por consequência da pouca rigidez da argamassa. De acordo com os autores, o impedimento da deformação lateral da argamassa, pela unidade, faz com que surjam tensões de confinamento na mesma, de modo que sua capacidade resistente aumenta consideravelmente. Com base nos resultados experimentais, concluiu-se que quando a tensão atuante/resistência à compressão dos prismas (σ/f_c) atinge cerca de 80%, acontece o surgimento de microfissuras ao longo de toda extensão dos prismas, que pode ser visto na Figura 2-11. Foi observado também que o aumento significativo nas deformações laterais coincidiu com o aumento das não-linearidades do diagrama tensão versus deformação à compressão do conjunto. Portanto, os autores concluíram que o surgimento das não-linearidades do diagrama tensão versus deformação vertical corresponde ao aumento das deformações laterais, associando-as à extensa fissuração do material e a um aumento progressivo do coeficiente de Poisson.

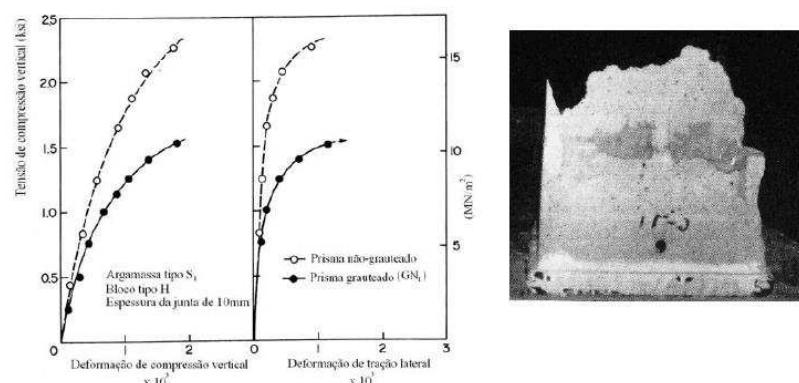


Figura 2-11 –Diagrama tensão versus deformação axial e lateral dos prismas com modo de ruptura conjunto.

Fonte: Khoo e Hendry (1975).

Shrive (1982 apud MOHAMAD, 2007) realizou testes experimentais em prismas de blocos de concreto assentados com argamassa somente nas faces longitudinais. Foi observado na ruptura o desenvolvimento de tensões de tração na face lateral, causadas pela rotação e esmagamento dos apoios. Este mecanismo de ruptura é semelhante ao de vigas, onde o esmagamento da argamassa lateral induz tensões horizontais que levam o material à ruptura por flexão, podendo ser visualizado na Figura 2-12. O mesmo autor concluiu que, na alvenaria, a fissura tem início nos vazios do material, onde as tensões de tração laterais localizadas são maiores do que as tensões médias obtidas em testes feitos em laboratórios sobre corpos de prova de blocos.

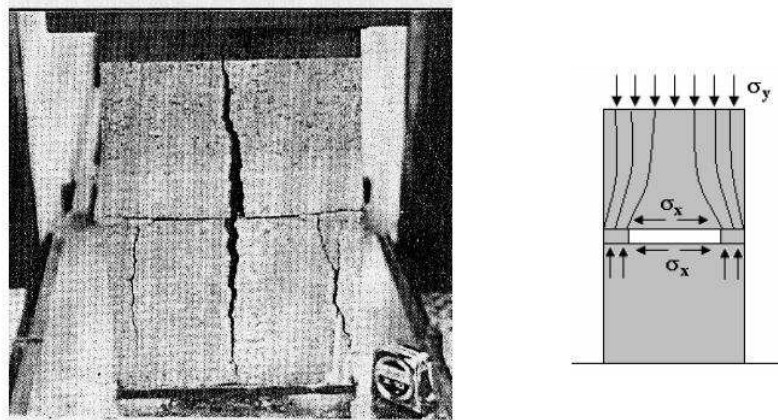


Figura 2-12-Modos de ruptura e mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto, com assentamento parcial.

Fonte: Mohamad (2007).

Em contrapartida, segundo Castro (2015), em blocos com argamassamento total, a ruína ocorre por fissuração vertical dos septos transversais e longitudinais. Shrive e El-Rahman (1985) ressaltam que o início da fissuração vertical pode ocorrer por dois motivos. O primeiro consiste na atuação de tensões de tração nos blocos superiores à sua resistência; o segundo ocorre devido ao esmagamento da argamassa, que permite o contato entre os blocos, gerando concentração de tensões entre eles. Assim, de acordo com os autores, deve ser investigado qual dos dois fenômenos ocorre inicialmente (tração no bloco ou esmagamento da junta).

Mohamad (1998) realizou estudos experimentais em prismas de blocos de concreto construídos com diferentes resistências de argamassa, cujos modos de ruptura

foram distintos. Na Figura 2-13a nota-se o fendilhamento da superfície do bloco em contato com a argamassa, ou seja, aparentemente houve esmagamento localizado da junta de assentamento (note que o esmagamento ocorreu em áreas de menor tensão confinante), que culminou no fendilhamento do bloco (concentração de tensões de compressão). Na Figura 2-13b, notam-se fissuras na vertical devidas à indução de tensões de tração no bloco que cortavam seus septos transversais e toda a altura do prisma.

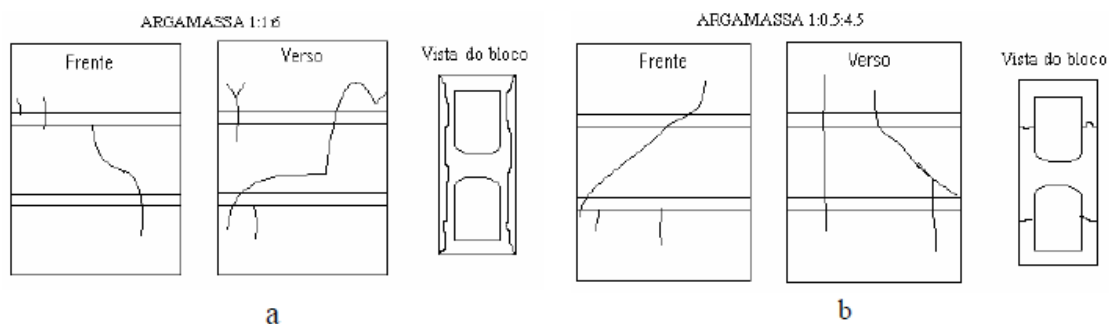


Figura 2-13 –Modos de ruptura de prismas de blocos de concreto confeccionados com argamassa de traço 1:1:6 (a) e 1:0,5:4,5 (b).

Fonte: Mohamad (1998).

Romagna (2000) avaliou o comportamento mecânico de prismas de concreto à compressão, como mostrado na Figura 2-14. As fissuras aconteceram, na maioria das vezes, na interseção entre as paredes transversais e longitudinais. Ocorreram também fendilhamentos na parede do bloco. As rupturas caracterizadas visualmente demonstraram uma perda da capacidade resistente da argamassa em pontos específicos, por onde se propagaram tensões laterais causadas pela sobreposição das unidades. O esfacelamento da superfície do bloco foi normalmente visualizado nos ensaios de compressão realizados em prismas. Foram verificadas algumas fissuras na direção paralela ao carregamento, no sentido do comprimento do bloco.

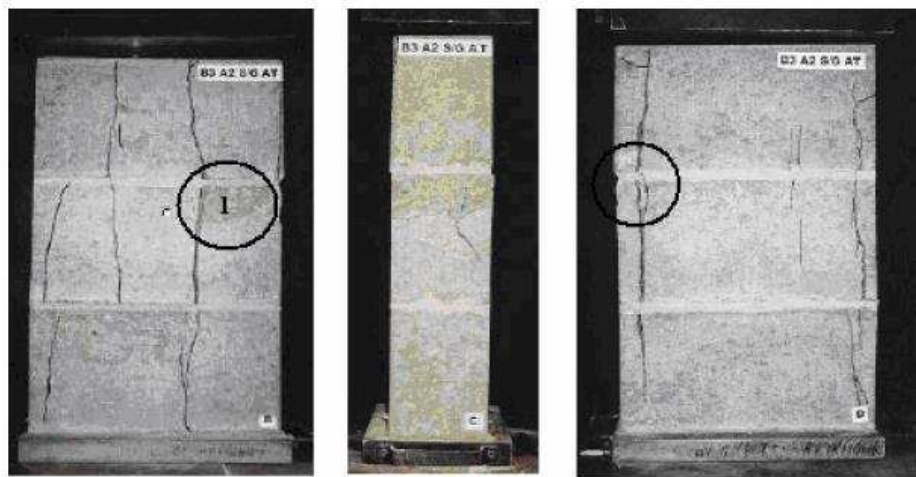


Figura 2-14 –Modo de ruptura dos prismas de blocos de concreto.
 Fonte: Romagna (2000).

Cheema e Klingner (1986 apud JUSTE, 2001) estudaram os mecanismos de ruptura das paredes isoladas de alvenaria a partir de ensaios em prismas de concreto. Foram observados três modos de ruptura (listados a seguir), através dos quais os autores desenvolveram expressões matemáticas utilizando as propriedades mecânicas dos materiais constituintes. Com base nas equações, foi possível prever a tensão de compressão necessária para ocorrência de cada tipo de ruptura em função da relação entre os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco.

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

Os valores experimentais foram comparados com os valores calculados utilizando as expressões propostas pelos autores e alcançaram resultados favoráveis. Na Tabela 2-2, é mostrada a comparação dos resultados. Também foi criado um gráfico (Figura 2-15) com a curva de ruptura para prismas de blocos não grauteados.

Tabela 2-2 – Comparação entre as resistências à compressão dos prismas obtidas em ensaios e calculadas por Cheema e Klingner (1986).

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

Fonte: Juste (2001).

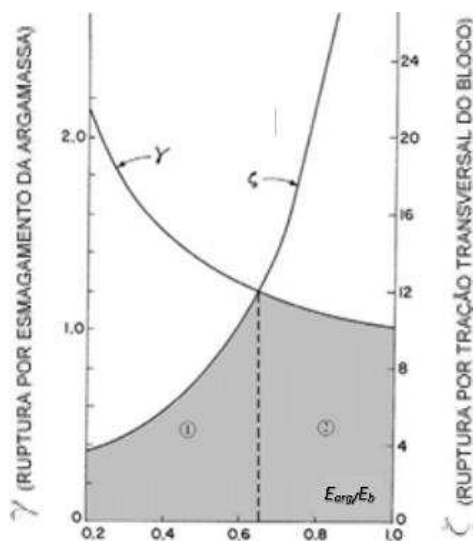


Figura 2-15 – Curva de ruptura dos prismas não-grauteados.

Fonte: Juste (2001).

A partir da relação do módulo de elasticidade dos materiais (bloco e argamassa) obtêm-se os valores de γ de ζ do gráfico da Figura 2-15. Através desses dois coeficientes e das equações desenvolvidas por Cheema e Klingner (1986), é possível encontrar uma estimativa da resistência dos prismas de bloco de concreto e o seu modo de ruptura.

Observando as curvas, para relações $E_{arg}/E_b \geq 0,66$, a ruptura ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa (região 2 da Figura 2-15); para; para $E_{arg}/E_b \leq 0,66$, a ruptura acontece por tração no bloco (região 1 da Figura 2-15).

Apesar da tentativa de se indicar o modo de ruptura, seja pela indução de tração no bloco ou esmagamento da argamassa, de acordo com Mohamad (2002), os dois

fenômenos estão associados, sendo, em alguns casos, difícil de determinar o motivo pelo qual ocorreu a ruptura nos ensaios experimentais. Vale ressaltar que uma das vantagens da modelagem numérica consiste na possibilidade de se verificar qual fenômeno ocorre primeiro, mas, para isso, é necessário que os modelos se encontrem calibrados.

2.4.2 Modos de ruptura das paredes

Além dos modos de ruptura apresentados no item 2.4.1 (correspondentes à ruptura em prismas, sendo o mesmo comportamento evidenciado nas paredes), as paredes intertravadas podem apresentar um outro modo de ruptura causado pelas tensões de cisalhamento, que se desenvolvem no encontro da parede central com os flanges.

Dessa forma, o cisalhamento entre paredes interconectadas é um parâmetro que deve ser estudado, uma vez que influi diretamente na capacidade de transmissão de esforços entre a parede central e as abas. Ao contrário dos itens anteriores, este modo de ruptura só é possível de ser estudado em paredes, uma vez que os prismas não possuem flanges.

Segundo Drysdale et al. (2008 apud OLIVEIRA, 2014), a adição de flanges possui como vantagem a capacidade de aumentar a resistência à flexão, no entanto, ocasiona problemas devido à concentração de tensões de cisalhamento na interseção das abas com os flanges. Por isso, deve-se verificar a ligação entre as paredes, a fim de que possuam resistência adequada para suportar as tensões de cisalhamento induzidas.

De acordo com o ACI 530:2011, para se garantir que haja transferência de esforços entre a parede central e os flanges, deve-se adotar alguns dos seguintes requisitos:

- Pelo menos 50% das unidades de alvenaria na interface devem ser intertravadas;
- As paredes com amarração indireta devem ser ancoradas por meio de conectores de aço em forma de U ou Z, grauteados na parede;
- Cintas de ligação à meia altura com espaçamento máximo de 1,22 m.

A ABNT NBR 15961-1:2011 estabelece que a resistência característica ao cisalhamento nas interfaces verticais de paredes com amarração direta não devem ser maiores que 0,35 MPa, no entanto, não faz menção a outros tipos de amarração.

Segundo Lissel et al. (2000), para ampliar as possibilidades de aplicação da alvenaria estrutural, é necessário melhorar os modelos de cálculo da resistência ao cisalhamento na interface. Os autores também ressaltam a necessidade de introduzir nas normas modos de se calcular a máxima resistência ao cisalhamento para amarração indireta. A seguir, serão apresentados conceitos relativos a interação de paredes intertravadas.

2.5 Interação de paredes

A interação entre paredes ocorre quando há transferência de esforços de uma parede para outra, por meio da ligação existente entre elas. De acordo com Capuzzo Netto (2005), existem dois tipos de ligações, sendo elas: a amarração direta e a amarração indireta. A amarração direta se dá quando ocorre sobreposição dos blocos de uma parede na outra, a cada duas fiadas; na amarração indireta, ao contrário, a junta vertical do encontro das duas paredes fica “à prumo”, sendo a ligação obtida por meio da utilização de grampos de aço (Figura Figura 2-16).

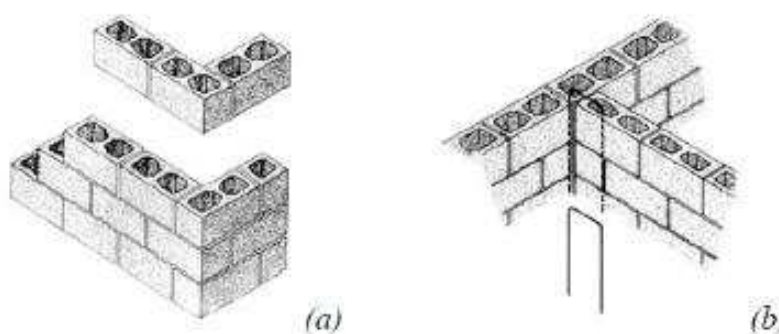


Figura 2-16 –Amarração direta (a) e amarração indireta com utilização de barra metálica (b).
Fonte: Capuzzo Netto (2005).

Ainda, segundo Corrêa (2003), as normas de cálculo nacionais e internacionais consideram a influência da interação entre paredes nas distribuições dos esforços verticais

e horizontais. Para distribuição das ações horizontais, a ABNT NBR 15961-1:2011, ACI 530:2011 e AS 3700:2001 consideram a contribuição dos flanges, provenientes da interseção com outras paredes no enrijecimento dos painéis, Figura 2-17. Essa contribuição aumenta a inércia dos painéis e, conseqüentemente, reduz as tensões normais.

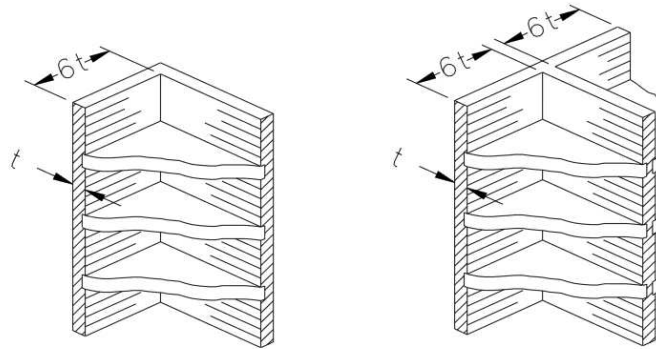
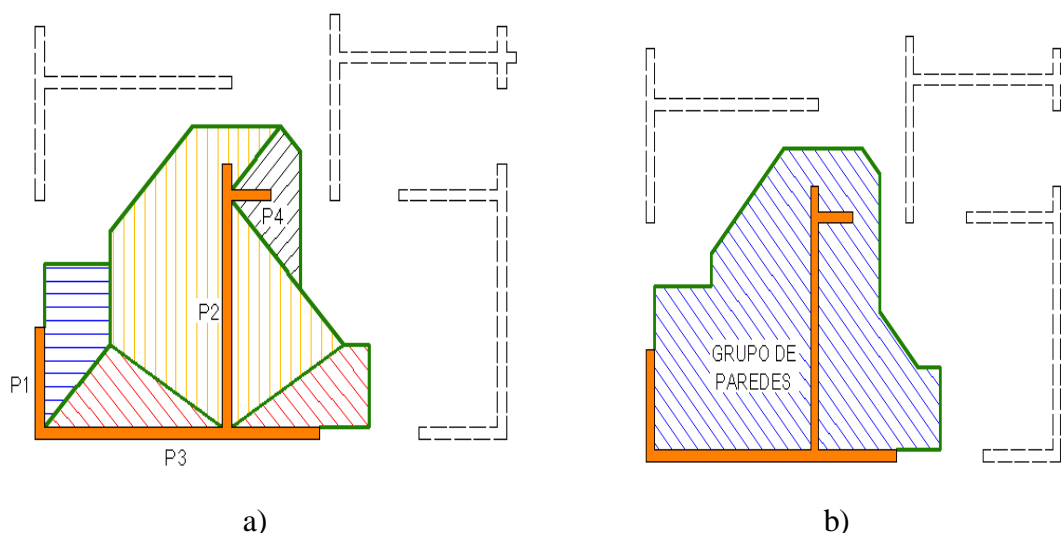


Figura 2-17 – Contribuição dos flanges em painéis de contraventamento de acordo com o ACI 530:2011, AS 3700:2001 e ABNT 15961-1:2011.
Fonte: Capuzzo Netto (2005).

Com relação à distribuição das ações verticais, Ramalho e Corrêa (2003) apresentam alguns procedimentos, sendo eles:

- Método das paredes isoladas: onde as paredes trabalham de forma independente, não interagindo com os outros elementos, sendo limitadas por aberturas ou mudanças de direção, conforme Figura 2-18a.
- Método dos grupos isolados de paredes: as paredes de um mesmo grupo são consideradas solidárias, não ocorrendo interação entre grupos distintos. Os grupos são delimitados por aberturas de portas e janelas conforme Figura 2-18b.
- Método dos grupos de paredes com interação: este método é análogo ao anterior, delimitando-se os grupos de acordo com as aberturas. A diferença está no fato de que este método leva em conta a interação entre grupos distintos adotando-se taxas de interação pré-definidas.
- Modelagem tridimensional em Elementos Finitos: este tipo de análise se baseia na discretização da estrutura com elementos de membrana, chapa

ou sólidos. A uniformização é alcançada através da compatibilização dos deslocamentos em cada nó. Uma grande vantagem do método é a possibilidade de obtenção do perfil, tanto de tensões quanto de deformações, ao longo da altura de um painel, além de possibilitar uma análise global e local da estrutura.



a) **Paredes Isoladas;** b) **Grupos isolados de paredes.**
Fonte: Capuzzo Netto (2005).

Ramalho e Corrêa (2003) chegaram à conclusão de que o método de distribuição das ações verticais impacta diretamente na resistência dos blocos a serem utilizados. Concluíram, também, que o método das paredes isoladas é seguro, mas é altamente antieconômico, enquanto que ao se utilizar o método dos grupos isolados de paredes há economia, porém trata-se de um método mediano. Já o método dos grupos de paredes com interação é o mais econômico de todos. Com a interação é possível obter a uniformização de tensões, resultando em especificações de resistência dos blocos menores que os métodos anteriores. No entanto, não há pesquisas suficientes que determinem uma taxa de interação segura e econômica entre os grupos a fim de serem utilizados no dimensionamento.

Para garantir que ocorra transmissão de esforços entre as paredes é necessário que as tensões de cisalhamento, que se desenvolvem na interseção entre paredes (decorrentes

da tendência de movimentação relativa na interface), Figura 2-19, sejam menores que a capacidade resistente a esses esforços na interface.

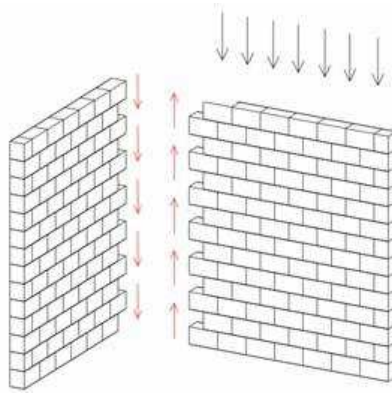


Figura 2-19 –Interação de paredes sob carregamento vertical e desenvolvimento de tensões de cisalhamento

Fonte: Corrêa (2003).

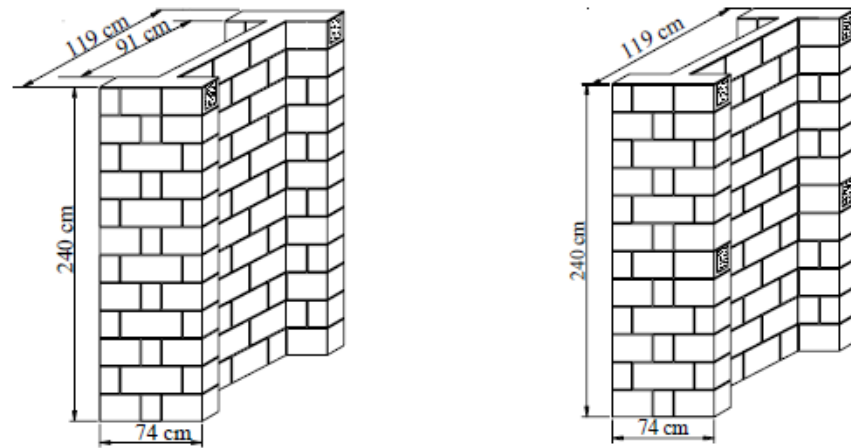
Diversas pesquisas têm sido realizadas buscando definir a taxa de interação e, conseqüentemente, a intensidade das tensões de cisalhamento solicitantes desenvolvidas, possibilitando, assim, o dimensionamento que mantenha os padrões de segurança da estrutura e, ao mesmo tempo, seja econômico. A seguir, serão apresentados alguns trabalhos experimentais a respeito da interação entre paredes submetidas a carregamentos verticais.

2.5.1 Capuzzo Netto (2000)

Capuzzo Netto (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 analisar a influência da cinta de amarração de topo e a meia altura. Em seu trabalho, a primeira série foi constituída de três painéis em formato H com cinta de amarração na última fiada, Figura 2-20a, e, na segunda série, foram construídos três painéis em formato H com cinta de topo e cinta intermediária, Figura 2-20b.

O comportamento dos painéis com e sem cinta de amarração a meia altura é praticamente o mesmo no regime elástico. E, como previsto, as tensões de cisalhamento encontradas concentraram-se na região da interseção dos flanges com a parede central,

sendo maiores na região da cinta de amarração da última fiada e praticamente nulas na região inferior do painel, indicando que o processo de transferência de forças ocorreu na região superior.



(a) Sem cinta intermediária – Série 1

(b) Com cinta intermediária – Série 2

Figura 2-20 – Formato e dimensões dos painéis de alvenaria.

Fonte: Capuzzo Neto (2000).

Foi observado, através dos ensaios, que a ruptura ocorreu por compressão na região superior da parede central, em ambas as séries, e o início da resposta não linear coincidiu com a separação dos flanges, iniciando-se aproximadamente a 75% da força de ruptura. Na série 1, as primeiras fissuras visíveis apareceram no topo da parede central, próximas à interface, espalhando-se para baixo com o incremento de carga, causando separação dos flanges, indicando ruptura por cisalhamento da interface. Na série 2, essa separação terminou a meia altura da parede, pois a cinta de amarração nessa posição impediu a propagação das fissuras para a metade inferior.

2.5.2 Camacho (2001)

Camacho (2001) realizou uma investigação experimental em seis paredes em formato H de nove fiadas (Figura 2-21), com blocos cerâmicos e escala de 1:3, para avaliação da eficiência das ligações e da transferência do carregamento vertical entre paredes conectadas. A resistência média à compressão dos blocos e argamassa foi de 18,21 MPa e 4,31 MPa, respectivamente.

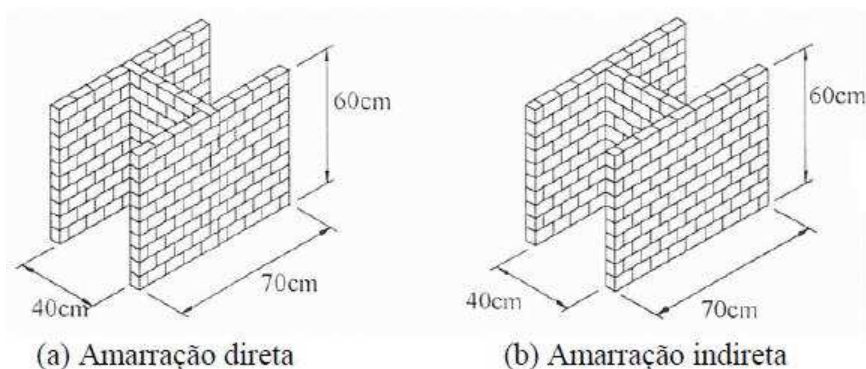


Figura 2-21 – Formas e dimensões das paredes ensaiadas por Camacho (2001).
 Fonte: Camacho (2001).

As paredes ensaiadas 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, executadas de três diferentes formas (duas para cada tipo): a) amarração direta sem graute na interseção (ADSG); b) amarração direta com graute na interseção (ADCG); e c) amarração indireta com grampos e graute (AICGG). As forças de cisalhamento que provocaram ruptura nos modelos foram 39,58 kN para (ADSG), 30,61 kN para (ADCG) e 41,92 kN para (AICGG). As paredes com amarração direta, com e sem graute, apresentaram ruptura frágil, sendo caracterizada pela separação total do flange. Para as paredes com amarração indireta, notou-se que a ruptura deu-se para uma força superior à dos outros painéis, de modo dúctil, sem a separação das paredes e com menor fissuração.

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 dez unidades que atravessavam a interseção das paredes e o valor da força de ruptura do ensaio de tração indireta de cada bloco foi de 3,91kN. Dessa forma, tomando-se como força de ruptura da interface o valor equivalente a dez vezes a força de ruptura de tração indireta do bloco, Camacho (2001) encontrou 39,1 kN, valor que se aproximou muito do obtido no ensaio do painel H com amarração direta sem graute, de 39,58 kN.

2.5.3 Maurício (2005)

Maurício (2005) realizou um trabalho numérico-experimental, cujo objetivo foi estudar a resistência das ligações com amarração direta em paredes de blocos de concreto

em escala natural e reduzida a 1:4. Na parte experimental, foram ensaiadas paredes de formato H construídas com cinco fiadas e assentadas sobre bases de concreto armado. Os blocos em escala real possuíam resistência à compressão de 7,01 MPa (referentes à área bruta). Foram ensaiadas seis paredes em escala natural e seis em escala reduzida.

As seis paredes foram divididas em duas séries (3 paredes em cada série), onde as paredes da Série 1 tinham apenas os flanges assentados, sendo a parede central livre para se deslocar verticalmente (Figura 2-22a), e as paredes da Série 2 tinham tanto os flanges quanto a parede central apoiados (Figura 2-22b). O autor caracterizou a forma de ruptura dos painéis como brusca, ocorrendo geralmente na interface. Os ensaios consistiram em aplicar um carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a parede central.

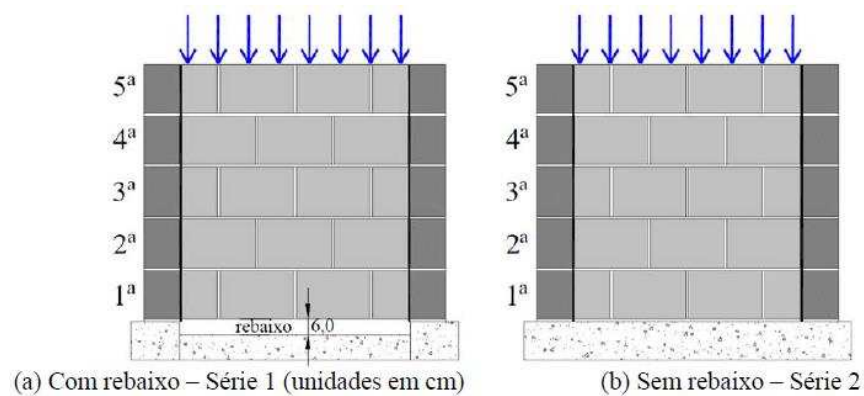


Figura 2-22 – Tipos de paredes a serem ensaiadas por Maurício (2005).

Fonte: 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 total 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 2-23 apresenta o tipo de ruptura dos modelos em escala real.



Figura 2-23 –Tipos de ruptura – Escala natural
 Fonte: Maurício (2005).

Também foi estimada 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. Utilizando o mesmo procedimento descrito por Camacho (2001), foi obtida 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 forma, a força de ruptura do modelo H em escala natural pode 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. A tensão de cisalhamento, considerando a área total, foi de 1,73 MPa.

2.5.4 Oliveira (2014) e Castro (2015)

Oliveira (2014) realizou um ensaio numérico-experimental de paredes de alvenaria estrutural (de 5 fiadas), com blocos de concreto e cerâmicos e amarração direta e indireta. O modelo estudado teve quatro variações: a) amarração direta de blocos de concreto; b) amarração direta de blocos cerâmicos; c) amarração indireta de blocos cerâmicos; d) amarração indireta de blocos de concreto. A amarração indireta foi executada com grampos metálicos. De acordo com os resultados experimentais, a resistência ao cisalhamento da interface no plano vertical de ligação entre a parede central e as abas das séries dos blocos de concreto foi praticamente a mesma, independentemente do tipo de ligação. As séries de blocos cerâmicos com amarração direta apresentaram

resistência ao cisalhamento aproximadamente 46% maior que a obtida para amarração indireta. Assim como Camacho (2001), Oliveira (2014) estimou a força de ruptura da interface, devido ao cisalhamento nas paredes, a partir dos ensaios das unidades e, de acordo com Oliveira (2014), os resultados apresentaram valores muito próximos.

Castro (2015) realizou um trabalho experimental que teve por objetivo avaliar a taxa de transferência de cargas da parede central para os flanges. Para tal, foram ensaiadas duas séries de paredes em formato H, em escala real (três paredes por série), com amarração direta. O autor também realizou ensaios nas unidades de concreto, nas argamassas e nos prismas, fornecendo, assim, importantes parâmetros para calibração do modelo numérico.

Os trabalhos desses dois autores serão melhor descritos no capítulo 4, tendo em vista que serviram de parâmetro de comparação com os resultados numéricos obtidos neste trabalho.

3

MODELOS NUMÉRICOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Este tópico consiste da abordagem dos conceitos relacionados à modelagem numérica de elementos de alvenaria. Serão mostradas as estratégias de modelagem, assim como os modelos constitutivos geralmente utilizados para representar o comportamento mecânico dos materiais e, ao final do capítulo, serão descritos alguns trabalhos numéricos já realizados.

3.1 Generalidades

A alvenaria estrutural é um material formado pela junção de blocos e argamassa, onde a maior parte dos fenômenos não-lineares ocorre na interface entre os dois materiais. Pode-se afirmar que a complexidade do comportamento se deve a uma série de fatores, entre eles: a formação de fissuras, ruptura por esmagamento, ruptura por tração e a

interação entre os diferentes materiais. Uma forma de se estudar o efeito isolado de cada parâmetro no comportamento global da estrutura é a utilização de modelagem numérica com base no método dos elementos finitos. No entanto, para se obter um modelo numérico que possibilite a representação do comportamento real de uma estrutura, é necessário a utilização de modelos constitutivos mais complexos e apurados, capazes de representar as não-linearidades da alvenaria.

Neste capítulo, pretende-se, além de apresentar as técnicas de modelagem utilizadas nos elementos de alvenaria, fazer uma breve apresentação dos modelos constitutivos geralmente utilizados e os que serão adotados neste trabalho. Ao final, serão apresentados os trabalhos numéricos já realizados.

3.2 Técnicas de modelagem

Existem, de maneira geral, duas formas de se executar a análise numérica da alvenaria via Método dos Elementos Finitos (MEF). A primeira consiste na micromodelagem, onde os componentes da alvenaria são representados individualmente, e a segunda consiste na macromodelagem, onde a alvenaria é representada como um material compósito. A seguir, são apresentadas as características de cada solução.

A micromodelagem pode ser dividida em dois tipos, micromodelagem detalhada e micromodelagem simplificada.

Na micromodelagem detalhada (Figura 3-1b), as unidades, a argamassa e o graute são representados por elementos contínuos, enquanto que a interface unidade/argamassa é modelada por elementos especiais de interface (descontínuos), que representam um plano potencial de fraqueza, uma vez que, por apresentar baixa rigidez, estão suscetíveis à fissuração/deslizamento. Neste tipo de modelagem as propriedades mecânicas, tais como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e o comportamento não-linear dos materiais, são levados em consideração. Como vantagem, pode-se destacar a possibilidade de se estudar os efeitos da ação combinada da argamassa, unidade e interface. No entanto, essa estratégia apresenta um maior tempo de processamento quando comparado com outras abordagens, além de exigir malhas mais refinadas e uma grande quantidade de parâmetros dos materiais. Logo, esse tipo de modelagem é mais

indicado quando se deseja estudar um fenômeno localizado, sendo geralmente utilizado para estruturas de pequeno porte.

Na micromodelagem simplificada a junta de argamassa é simulada por interface de espessura zero, enquanto que as unidades são representadas com dimensões expandidas para manter a característica geométrica da alvenaria (Figura 3-1c). Esta simplificação, embora sutil, causa alguma perda na precisão, pois despreza o efeito de Poisson da argamassa. No entanto, ainda fornece resultados bastante precisos.

Na macromodelagem não há distinção entre as juntas e as unidades, sendo a alvenaria tratada como um meio contínuo, anisotrópico e homogêneo (Figura 3-1d). Parte-se do pressuposto de que a célula básica da alvenaria é capaz de reproduzir o comportamento global da estrutura. Para tal, utilizam-se técnicas de homogeneização, analíticas ou numéricas, para determinar a matriz de rigidez de um material homogêneo fictício que é mecanicamente equivalente à alvenaria (GONÇALVES JÚNIOR, 2008 apud OLIVEIRA, 2014). Na prática, essa modelagem é escolhida quando se deseja estudar o comportamento global da alvenaria (para grandes modelos), onde, por simplificação, as tensões podem ser consideradas uniformes. Como vantagem, ocorre a redução do tempo de processamento, memória e armazenamento dos dados em detrimento da perda, ainda que pouca, de precisão.

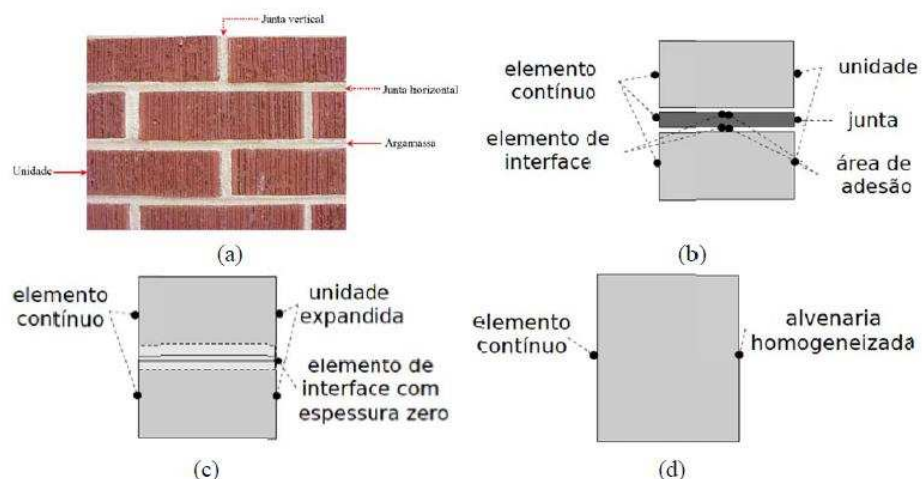


Figura 3-1 – Modelos para alvenaria estrutural: a) exemplar da alvenaria; b) micromodelagem detalhada; c) micromodelagem simplificada; d) macromodelagem.

Fonte: (Lourenço, 1996 – adaptado).

Segundo Gomes (2001), não existe uma abordagem melhor do que outra, pois todas são válidas. A escolha entre uma ou outra está vinculada ao tipo de fenômeno a ser estudado. Destaca-se que a micromodelagem é útil para se estudar efeitos localizados, tais como fissuração ou esmagamentos, enquanto que a macromodelagem aplica-se principalmente ao estudo global das tensões que atuam ao longo da alvenaria.

3.3 Modelos constitutivos

Diversos autores têm proposto modelos constitutivos capazes de representar o comportamento dos componentes da alvenaria e da interface argamassa/bloco, reproduzindo, deste modo, o comportamento verificado nos ensaios experimentais.

Sayed-Ahmed e Shrive (1996) utilizaram o critério de Drucker-Prager e um modelo de fissuração discreta para representar as não linearidades físicas do material.

Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo constitutivo capaz de representar o comportamento da interface argamassa/bloco, por meio dos fenômenos fissuração-cisalhamento-esmagamento. De acordo com os autores, este modelo é adequado para simular a fratura, o deslizamento por cisalhamento e a ruptura por compressão das interfaces. O modelo proposto se baseia nos três modos básicos relacionados à forma de ruptura. Estes modos são definidos de acordo com a 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 e 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 o 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 3-2).

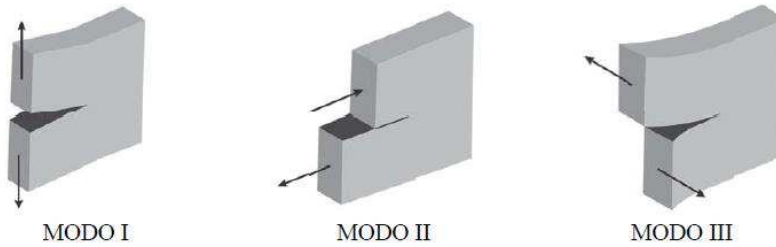


Figura 3-2 – Modos de fraturamento.
 Fonte: (Lourenço,1996 – adaptado).

A energia de fraturamento no Modo I pode ser obtida a partir da integral da curva tensão versus deformação, sob a atuação de carga de tração ou compressão (Figura 3-3), correspondendo, respectivamente, à energia de fraturamento na tração G_{II} e à energia de fraturamento na compressão G_c . A energia de fraturamento no Modo II, que diz respeito ao deslizamento da interface entre a unidade e a argamassa quando submetida a uma força de cisalhamento, é dada pela integral da curva tensão versus deslizamento (Figura 3-4).

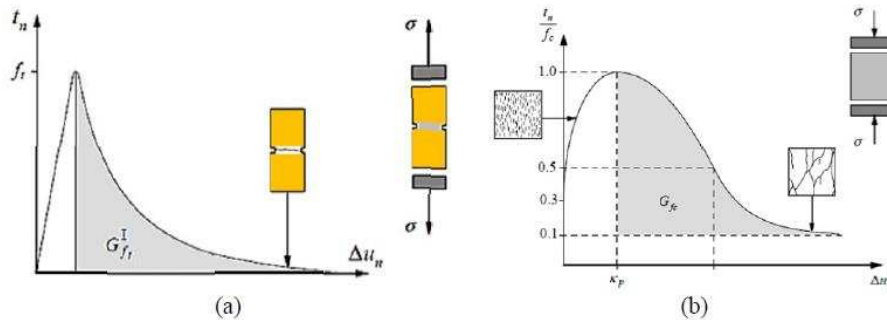


Figura 3-3- Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição de energia de fratura – modo I: a) na tração;b) na compressão.
 Fonte: (Lourenço,1996 – adaptado).

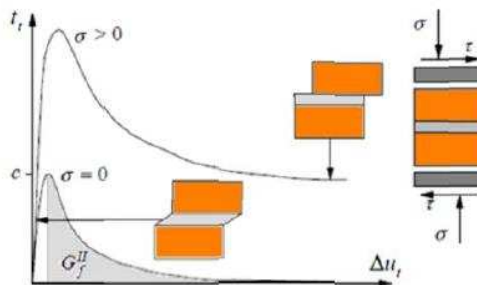


Figura 3-4- Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição do modo II da energia de fratura (c indica coesão).
 Fonte: (Lourenço,1996 – adaptado)

Por meio da Figura 3-4 conclui-se que quanto maior a tensão de pré-compressão atuante, maior será a tensão cisalhante desenvolvida na interface entre a unidade e a argamassa e, conseqüentemente, maior energia de fratura no Modo II.

O modelo proposto por Lourenço e Rots (1997) considera ruptura à tração, no Modo I, o critério de Mohr-Coulomb para ruptura no Modo II, e o critério denominado “capa de compressão” para ruptura por compressão (Figura 3-5).

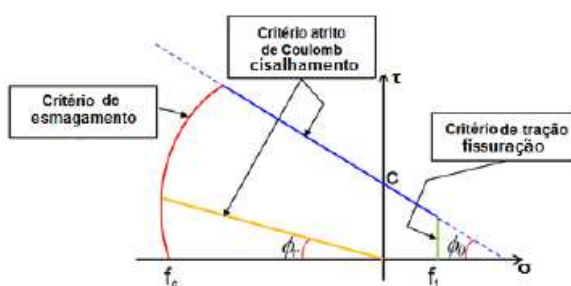


Figura 3-5 – Modelo proposto por Lourenço e Rots (1997).
Fonte: Lourenço e Rots (1997).

Peleteiro (2002) utilizou o modelo elastoplástico para o concreto, indicado para modelar o comportamento de concreto simples e armado, bem como paredes de alvenaria estrutural em que a fissuração é um dos aspectos mais importantes do material. De acordo com o autor, a fissuração é levada em consideração pelo modelo de fissuras dispersas, em que elas não são consideradas individualmente no cálculo das tensões e rigidezes do material associadas a cada ponto de integração independentemente. As respostas do material à fissuração e à compressão, que são incorporadas ao modelo, estão ilustradas na resposta uniaxial apresentada Figura 3-6.

Quando o material é carregado à compressão, inicialmente sua resposta é elástica, porém, à medida que a tensão aumenta, aparecem deformações plásticas e o material sofre um amolecimento. Quando sua tensão última é atingida, sua rigidez vai diminuindo até que não suporte nenhum acréscimo de tensão. Se o carregamento é retirado num estágio posterior ao aparecimento das deformações plásticas, o descarregamento é menos rígido

que a resposta elástica inicial, pois ocorre a danificação do material. No entanto, esse efeito é ignorado no modelo.

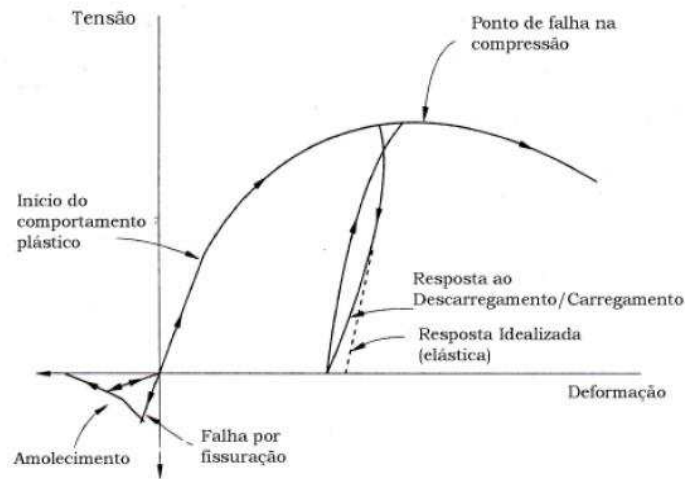


Figura 3-6 – Comportamento uniaxial do modelo.
Fonte: Peleteiro (2002).

Quando o material é carregado à tração, este responde elasticamente até uma carga de aproximadamente 10% da última de compressão. A partir desse nível de carregamento começam a se formar as fissuras. O modelo assume que o material perde resistência através de um amolecimento, sendo este um efeito de dano, onde a abertura de fissuras provoca uma perda de rigidez elástica do material. O modelo despreza qualquer deformação permanente associada à fissuração, ou seja, é considerado que as fissuras são fechadas caso o carregamento passe a ser de compressão.

Todos os aspectos abordados neste modelo podem ser generalizados para o estado biaxial de tensões utilizando-se o conceito de superfície de ruptura (Figura 3-7), sendo esta ajustada através de dados experimentais.

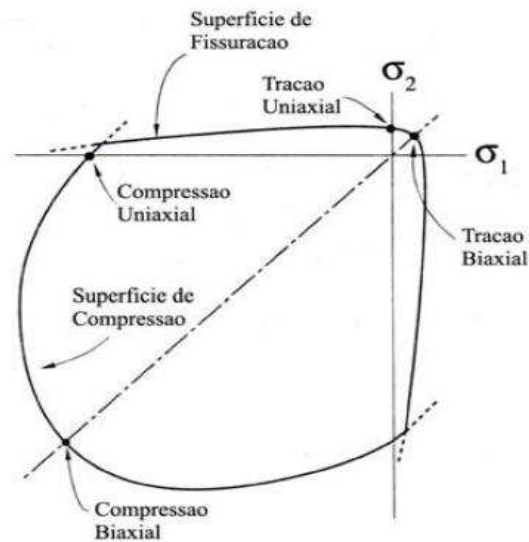


Figura 3-7 - Superfície de ruptura para o estado biaxial de tensões

Fonte: Peleteiro (2002).

Os parâmetros para definição da superfície de ruptura no software ABAQUS são os seguintes:

- Razão entre a máxima tensão de compressão biaxial e a máxima tensão de compressão uniaxial;
- Valor absoluto da razão entre a tensão de ruptura para a tração uniaxial e a máxima tensão de compressão uniaxial;
- Relação entre a componente principal da deformação plástica para a máxima tensão de compressão biaxial e a deformação plástica para a máxima tensão de compressão uniaxial;
- Relação entre a tensão de tração principal para fissuração (no estado plano de tensões, é aquela que a outra tensão principal atinge o valor máximo de compressão) e a tensão de fissuração para a tração uniaxial.

Peleteiro (2002) ressalta a dificuldade de obtenção dos parâmetros para definição do estado biaxial de tensões. É feita uma sugestão da utilização dos valores fornecidos pelo software ABAQUS, ou então a realização de calibração dos resultados numéricos para obtenção desses valores.

No presente trabalho é utilizado o programa computacional ABAQUS para simulação numérica dos modelos de alvenaria ensaiados experimentalmente por Oliveira (2014) e Castro (2015). Para os elementos constituintes da alvenaria, foi utilizado o Modelo de Dano para o Concreto (Damage Plasticity Concrete) e, para representar o comportamento das interfaces, foram utilizadas as propriedades Tangential Behavior, Coesive Behavior e Hard Contact. No capítulo 5 está descrito detalhadamente o modelo utilizado, assim como as propriedades de interface.

3.4 Trabalhos sobre análise numérica de alvenaria

A seguir, serão apresentados alguns trabalhos numéricos tanto de prismas quanto de paredes com amarração direta.

3.4.1 Cheema e Klingner (1986)

Cheema e Klingner (1986) propuseram um modelo matemático para prever a carga e o modo de ruptura de prismas de blocos vazados de concreto, grauteados ou simples. Foi realizada a análise elástica linear, onde a calibração foi feita com base nos resultados experimentais. A partir do modelo numérico, foram escritas equações que possibilitaram o cálculo da resistência à compressão e a previsão do modo de ruptura para prismas. A não-linearidade foi considerada de forma indireta, por meio do módulo de deformação secante e de um coeficiente de Poisson ajustado para 0,28, tanto para os blocos quanto para a argamassa. Com base nos resultados numéricos, os autores concluíram que as tensões perpendiculares às paredes são menores do que as tensões paralelas a elas e são duas vezes maiores no topo do que no meio da junta (Figura 3-8).

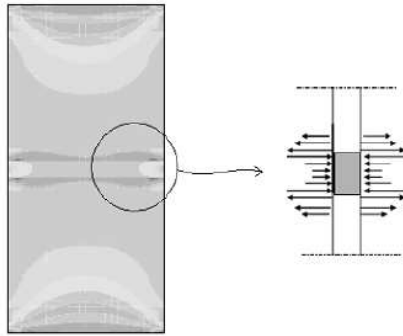


Figura 3-8- Distribuição das tensões horizontais.
 Fonte: Mohamad (2007).

Tais autores também destacaram algumas críticas ao modelo numérico, entre elas a de que, neste modelo, não foi utilizado nenhum parâmetro plástico que represente as complexas relações constitutivas dos materiais, tendo sido somente utilizados parâmetros elásticos, tais como (E e ν). Além disso, o modelo utilizado é elástico linear, não possuindo a capacidade de representar a redistribuição de tensões quando ocorrem rupturas localizadas.

3.4.2 Sayed-Ahmad e Shrive (1996)

Sayed-Ahmad e Shrive (1996) desenvolveram um modelo de análise elasto-plástica pelo Método dos Elementos Finitos para prismas de bloco de concreto com assentamento lateral. Os autores efetuaram uma análise tridimensional, considerando a não linearidade física e geométrica. Foram utilizados o critério Drucker-Prager e um modelo de fissuração discreta para representar a não linearidade dos materiais. A solução do sistema não-linear foi obtida por meio do método de Newton-Raphson convencional, com incremento de carga adaptativo. De acordo com os autores, para se prever o início da ruptura, foi essencial a utilização de modelos não lineares e de um refinamento adequado da malha. Devido à utilização do modelo de fissuração discreta, foi possível a visualização das fissuras nos flanges, além do modelo ter conseguido representar bem o modo e a carga de ruptura.

3.4.3 Capuzzo Netto (2000)

Capuzzo Netto (2000) realizou um trabalho numérico-experimental, sendo a parte experimental detalhada no item 2.5.1. A partir dos resultados experimentais, foi realizada uma análise numérica linear dos painéis utilizando o sistema computacional de elementos finitos ANSYS, onde foi abordado apenas o comportamento elástico linear do material. O elemento finito utilizado na modelagem foi um elemento de casca. Por simplificação, Capuzzo Netto (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, o autor obteve uma estimativa da tensão média de cisalhamento, que foi 0,43 MPa. De acordo com o autor, apesar da análise numérica ter sido realizada apenas no regime linear, terminou por representar bem o comportamento dos painéis ensaiados.

3.4.4 Ali et al. (2000)

Ali et al. (2000) realizou 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 (flanges), a região de aplicação da força (somente na alma ou na seção total). Ali et al. (2000) afirma 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 (macromodelagem). Para realização da análise numérica, os autores utilizaram o programa de elementos finitos ABAQUS, no qual foi adotado, para representação do comportamento da alvenaria, um modelo de material elastoplástico, anteriormente citado (item 3.3).

Ainda de acordo com o autor, o modelo numérico apresentou boa correlação com os valores experimentais. No caso do carregamento axial, aplicado apenas na parede central (alma), foi verificado 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 foram compatíveis com os observados nos ensaios de outros autores que utilizaram modelos experimentais semelhantes, como Capuzzo Netto (2000).

O autor também concluiu que a parede enrijecida, com o carregamento apenas na alma, apresentou uma resistência significativamente menor do que as paredes isoladas ou aquelas com o carregamento aplicado em toda 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.

3.4.5 Peleteiro (2002)

Peleteiro (2002) realizou a modelagem numérica de painéis de alvenaria, cujo objetivo foi verificar a transferência de força entre paredes. A análise foi realizada no programa ABAQUS considerando-se os comportamentos linear e não-linear dos materiais. O modelo analisado foi aquele ensaiado por Capuzzo Netto (2000), ou seja, painéis em formato H com cinta de amarração na última fiada. Peleteiro (2002) utilizou para a análise não-linear o mesmo modelo de material utilizado por Ali et al. (2000) (apresentado no item 3.3), disponível na biblioteca do ABAQUS. Para os blocos e as juntas, foi realizada uma 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 relativo dos nós na interseção. Deste modo, o modelo numérico não foi capaz de representar ruptura da parede na interface.

A autora 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 aplicada apenas no topo da parede central. A resistência à tração adotada para os blocos e argamassas foi de cerca de 10% da resistência à compressão dos mesmos.

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.

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

Apesar de a 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 (ruptura), mostrando a viabilidade do uso do programa computacional ABAQUS para estimativa da resistência da interface. Contudo, a 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 ocorre em função da tensão de cisalhamento atuante na interface, de modo que, acima de um limite pré-determinado, não ocorre mais a transmissão de forças entre as paredes.

3.4.6 Maurício (2005)

Maurício (2005) realizou um trabalho numérico-experimental, cujo objetivo foi estudar a resistência das ligações com amarração direta em paredes de blocos de concreto em escala natural e reduzida a 1:4. A partir dos resultados obtidos experimentalmente (detalhado no item 2.5.3), o autor pode calibrar um modelo numérico em elementos finitos utilizando o software SAP (Figura 3-9). Para tal, foi realizada uma análise elástica linear onde a estratégia de modelagem adotada foi a macromodelagem, utilizando elementos sólidos hexaédricos com interpolação quadrática. Foi utilizado ainda um elemento finito sólido e com módulo de deformação da alvenaria obtido em ensaios de unidade simples.

Os blocos correspondentes à 5ª fiada das paredes laterais foram retirados da modelagem, pois, no entender do autor, a única forma de transferência de carga para os flanges nessa fiada era devida às juntas verticais de argamassa que, na prática, não forneciam o mínimo de resistência para uma transferência efetiva, comportamento verificado 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.

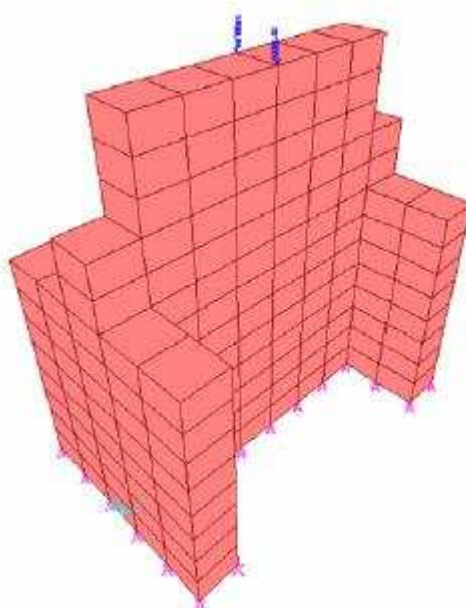


Figura 3-9 – Discretização do modelo de Maurício (2005).

Fonte: Maurício (2005).

3.4.7 Haach et al. (2011)

Haach et al. (2011) estudou numericamente, via Método dos Elementos Finitos, a influência dos flanges no comportamento de paredes de alvenaria não armada sob carregamento horizontal. No estudo, foi considerada apenas a amarração direta entre paredes e, devido à ausência de resultados experimentais em paredes com flanges, o modelo numérico foi validado com resultados experimentais em paredes retangulares de blocos obtidos por Haach (2009 apud HAACH et al. 2011).

A estratégia de modelagem adotada foi a micromodelagem utilizando elementos sólidos, desenvolvido no programa DIANA, cuja malha 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, com quatro nós contínuos (Q20SH) e, para a interface, foi usado um elemento 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 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) realizou análises paramétricas usando esse modelo para verificar a influência de parâmetros, tais como o tamanho dos flanges e condições de contorno. O autor concluiu que, sob carregamento horizontal, o tamanho dos flanges aumenta a resistência lateral da parede e que o flange contribui de forma bastante 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) observou uma distribuição uniforme das tensões de cisalhamento nos blocos e nas juntas de argamassa nos modelos que romperam por flexão. Enquanto que, 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 0,4 MPa.

3.4.8 Oliveira (2014)

Oliveira (2014) realizou um ensaio numérico-experimental de paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto e cerâmicos com amarração direta e indireta. Um resumo da parte experimental foi apresentado no item 2.5.4. Com relação à parte numérica, Oliveira (2014) realizou simulações das paredes de alvenaria através da utilização do software DIANA, nas quais foram reproduzidos os ensaios de paredes.

Para os blocos, o modelo constitutivo utilizado foi o de fissuração distribuída do tipo “Deformação Total com Fissuras Fixas”, com lei de amolecimento exponencial e comportamento parabólico para concreto comprimido (Figura 3-10a e b). Esse modelo também leva em conta a redução da rigidez ao cisalhamento devida à fissuração, denominada neste modelo como retenção de cisalhamento e representada pelo parâmetro β , que pode assumir valores entre 0 (sem retenção) e 1 (com retenção total), Figura 3-10c. 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.

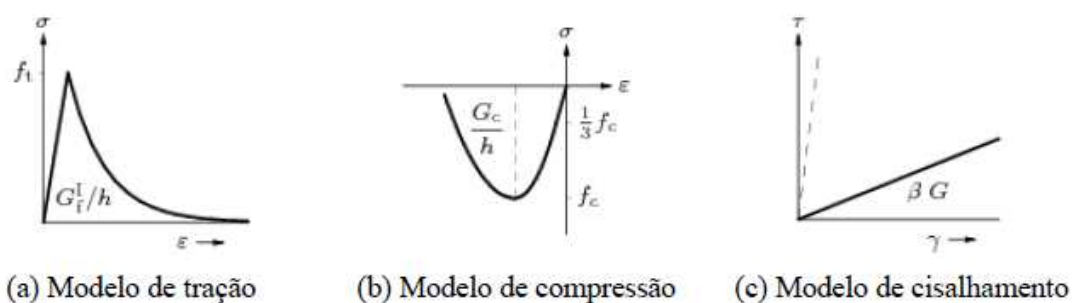


Figura 3-10 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total.

Fonte: Oliveira (2014).

O modelo constitutivo empregado nas interfaces para representar as juntas verticais e horizontais foi o modelo combinado: fissuração-cisalhamento-esmagamento. Este modelo foi formulado por Lourenço e Rots (1997), citado no item 3.3.

A estratégia de modelagem utilizada foi a micromodelagem expandida, na qual os blocos foram representados com dimensões expandidas. De acordo com Oliveira (2014), o 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 às médias das forças máximas obtidas em cada ensaio.

4

MATERIAL E METÓDOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais, referentes aos ensaios executados em blocos, argamassas, prismas e paredes, realizados por Oliveira (2014) e Castro (2015), que foram usados como referência para calibração de modelos numéricos não lineares desenvolvidos nesta pesquisa.

4.1 Considerações iniciais

Devido à grande quantidade de resultados experimentais, são apresentados somente aqueles que efetivamente contribuíram para calibração dos modelos numéricos. Como o propósito deste trabalho é a realização de modelagem numérica, não é apresentada a descrição completa dos ensaios experimentais. Para os resultados dos dois autores, são apresentados os modos de ruptura, principalmente no que diz respeito aos prismas e as paredes, uma vez que são utilizados como medidas de comparação entre os comportamentos apresentados pelos modelos numéricos e experimentais.

4.2 Resultados experimentais Oliveira (2014)

4.2.1 Descrição geral dos ensaios

Oliveira (2014) estudou o comportamento de paredes de alvenaria estrutural construídas com blocos de concreto e blocos cerâmicos. Para a modelagem numérica, foram utilizados apenas os resultados obtidos utilizando-se blocos de concreto.

Inicialmente, caracterizaram-se as unidades quanto às propriedades físicas, através da verificação das propriedades geométricas e absorção de água, e, quanto às propriedades mecânicas, através dos ensaios de resistência à compressão e tração indireta. Para as argamassas, foi feito apenas o ensaio de compressão uniaxial e determinação do módulo elástico estático.

Para o estudo do comportamento dos prismas, a autora optou por trabalhar com prismas de três blocos inteiros com duas juntas horizontais com argamassamento parcial, sob os quais foi realizado o ensaio de compressão uniaxial. Para determinação da resistência de aderência e da resistência ao cisalhamento nas juntas horizontais, foram realizados os ensaios de tração na flexão e cisalhamento horizontal.

Com relação às paredes H, foram construídas de forma que apenas os flanges se encontravam apoiados, permitindo, assim, o livre deslocamento da parede central. Como consequência, tem-se a total transferência do esforço solicitante vertical para os flanges, permitindo o estudo das tensões cisalhantes que se desenvolvem na interface. As paredes foram submetidas apenas ao carregamento vertical, onde inicialmente aplicou-se uma tensão de pré-compressão sobre os flanges, para minimizar os efeitos de flexão, sendo posteriormente aplicado o carregamento sobre a parede central. A seguir, são apresentados os resultados obtidos por Oliveira (2014).

4.2.2 Blocos

Características físicas e mecânicas

Na Tabela 4-1 são mostradas as dimensões efetivas médias encontradas para os blocos de concreto. Na modelagem numérica, foram utilizados estes valores para o traçado geométrico dos blocos.

Tabela 4-1- Dimensões dos blocos inteiros de concreto, Oliveira (2014).

Bloco				Dimensão dos furos			
Largura	Altura	Comprimento	Paredes externas	Septos	Longitudinal	Transversal	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Média	139,31	191,56	390,57	26,38	26,34	145,94	76,57

Fonte: Oliveira (2014).

Na Tabela 4-2 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas para os blocos.

Tabela 4-2- Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto, Oliveira (2014).

Bloco	Força (kN)	Área Bruta* (mm ²)	Área Líquida* (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	Tensão na A _{liq} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa) (transdutor)
Média	557,03	54532,8	29777,0	10,21	18,65	9,92
DP	28,02	173,10	324,70	0,49	0,89	0,76
CV (%)	5,03	0,32	1,09	4,78	4,78	7,69
f _{bk} (MPa)	-	-	-	8,68	15,85	-

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

Fonte: Oliveira (2014).

Nas figuras que seguem, são apresentados os resultados obtidos a partir do ensaio de compressão nos blocos. Na Figura 4-1 é apresentado o diagrama tensão versus deformação obtido pelo transdutor e, na Figura 4-2, é exibido o modo de ruptura do bloco inteiro.

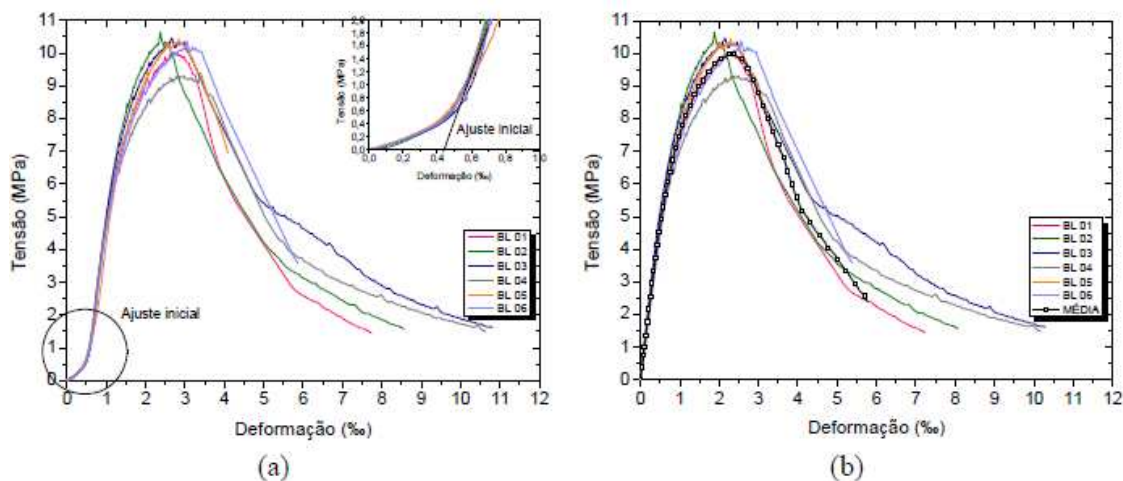


Figura 4-1- (a) Diagrama tensão versus deformação específica axial dos blocos de concreto; (b) curva ajustada (transdutores).

Fonte: Oliveira (2014).



Figura 4-2- Modo de ruptura das unidades de concreto.

Fonte: Oliveira (2014)

Para o modelo numérico, foi utilizado o módulo de elasticidade determinado através dos transdutores, uma vez que, através deles, é possível a obtenção do ramo descendente no diagrama tensão versus deformação. Com base na Figura 4-2, é possível verificar o modo de ruptura das unidades. De acordo com a autora, a ruptura é caracterizada por fissuras verticais no centro do bloco e/ou com formato final tronco-cônico. Segundo Mohamed (2007), esse modo de ruptura ocorre em função da restrição de deslocamento produzida pelo atrito entre a chapa e o bloco, ocasionando um estado de tensões multiaxiais.

Para determinação da resistência à tração indireta do bloco de concreto, foram obedecidas as prescrições da norma americana ASTM C1006-7:2010, pois não existe

nenhuma norma brasileira similar. Tal ensaio foi realizado com o intuito de se correlacionar a resistência à tração indireta do bloco com a resistência à tração nas interfaces verticais de paredes em formato H com amarração direta. Assim, o cilindro de aço foi posicionado na região equivalente à região de interface das paredes (Figura 4-3). Na Tabela 4-3 são apresentados os valores de resistência à tração indireta obtidos para o bloco inteiro.



Figura 4-3- Ensaio de resistência à tração indireta dos blocos de concreto.

Fonte: Oliveira (2014).

Tabela 4-3- Resistência à tração indireta das unidades de concreto.

Bloco	$F_{tb,ind}$ (kN)	$f_{tb,ind}$ (MPa)	
		A_{liq}	A_{bruta}
Média	15,61	0,91	0,37
DP	1,39	0,08	0,03
CV (%)	8,89	9,17	8,81
$f_{bk,ind}$ (MPa)	-	0,77	0,31

Fonte: Oliveira (2014).

Analisando os valores apresentados pela Tabela 4-2 e Tabela 4-3, pode-se dizer que a resistência à tração indireta do bloco inteiro corresponde a 5% da sua resistência a compressão (ambas na área líquida). Este valor está abaixo do que normalmente a literatura propõe. De acordo com Parsekian et al. (2011), a tração indireta do bloco de concreto resulta em uma resistência entre 8% e 16% da sua resistência à compressão.

4.2.3 Argamassa – Oliveira (2014)

Na etapa de dosagem das argamassas, a autora estudou dois traços. São eles: A1 (1:0,5:4,5) e A2 (1:1:6), correspondentes à proporção em cimento, cal e areia. A determinação da resistência à compressão foi realizada com base na ABNT NBR 15961-2:2011, que prescreve recomendações para realização do ensaio. O módulo de

elasticidade estático foi obtido a partir do diagrama tensão versus deformação específica, sendo medido no trecho entre 0,5 MPa e 33% da resistência máxima à compressão da argamassa, de acordo com a norma americana ASTM C469:2012. Na Tabela 4-2 são apresentados os valores de resistência média e módulos de elasticidade obtidos tanto para A1, quanto para A2.

Tabela 4-4- Resistência à compressão e módulo de elasticidade das argamassas.

	Argamassa A1- (1:0,5:4,5)		Argamassa A2- (1:1:6)	
	f_a (MPa)	E_a (GPa)	f_a (MPa)	E_a (GPa)
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	21,47
f_{ak} (MPa)	5,89	-	2,99	-

Fonte: Oliveira (2014).

4.2.4 Prismas – Oliveira (2014)

Para os prismas, a autora realizou os seguintes ensaios:

4.2.4.1 Ensaio de compressão simples e módulo de elasticidade

Foram ensaiados prismas de três blocos de concreto, assentados com argamassamento parcial, utilizando-se os dois traços de argamassa citados. No entanto, para execução das paredes, em formato H, foi utilizado apenas o traço A2, motivo pelo qual somente serão apresentados os resultados experimentais obtidos para os prismas com este traço. Os ensaios para determinação da resistência à compressão dos prismas seguiram as recomendações da ABNT NBR 15961-2:2011. A partir do ensaio de compressão, foi possível determinar os módulos de elasticidade dos prismas, sendo calculados no intervalo correspondente à curva secante entre 0,5 MPa e 33% da tensão de ruptura de cada corpo de prova.

Na Tabela 4-5 são apresentados os valores obtidos para o módulo de elasticidade e resistência à compressão dos prismas. Deve-se ressaltar que todas as propriedades foram calculadas na área bruta. As deformações foram obtidas a partir das leituras dos transdutores que possuíam haste de 400mm.

Tabela 4-5- Resultados do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas.

ID	Argamassa 2	
	f_p (MPa)*	E_p (MPa)*
Prisma 1	4,49	8,42
Prisma 2	4,50	8,99
Prisma 3	5,85	8,52
Prisma 4	5,45	7,77
Prisma 5	5,90	8,24
Prisma 6	5,66	8,38
Prisma 7	5,69	8,43
Prisma 8	5,22	7,64
Prisma 9	4,76	9,21
Prisma 10	3,90	6,86
Prisma 11	6,05	8,23
Prisma 12	4,46	7,38
Média	5,31	8,17
DP	0,71	0,66
CV (%)	13,75	8,11
f_{pk} (MPa)	3,82	-

* Dados obtidos na área bruta.

Fonte: Oliveira (2014).

Na Figura 4-4 são apresentados os diagramas tensão versus deformação específica dos prismas de três blocos de concreto para argamassa 2.

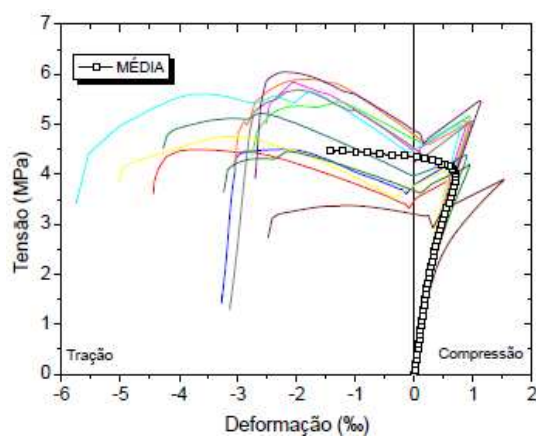


Figura 4-4- Diagrama tensão versus deformação para prismas de concreto.

Fonte: Oliveira (2014).

A Figura 4-5 corresponde ao modo de ruptura apresentado pelos prismas. Em todos os exemplares, a autora relata que ocorreram fissuras verticais bem acentuadas ao longo de suas faces laterais, havendo a divisão das unidades em função da ruptura dos septos transversais. Este comportamento é típico de prismas feitos com argamassamento

parcial, uma vez que ocorre flexão dos septos, sendo os mecanismos de solicitação semelhantes aos que ocorrem em vigas curtas e altas, quando submetidas à flexão. Mais detalhes sobre este fenômeno foram discutidos no item 2.4.1.



Figura 4-5- Modo de ruptura de prismas de blocos de concreto.
Fonte: Oliveira (2014)

4.2.4.2 Ensaio de cisalhamento direto da junta horizontal e vertical

O ensaio de cisalhamento direto das interfaces foi realizado com o intuito de caracterizar seu comportamento. A realização do ensaio seguiu as prescrições da EN 1052-3:1999, pois produz resultados consistentes, desde que realizados com pré-compressão. Para mais detalhes sobre o ensaio ver Oliveira (2014). Na Figura 4-6, é apresentado o gráfico de tensão de cisalhamento versus pré-compressão para as juntas horizontais. O ensaio foi, também, realizado para as juntas verticais.

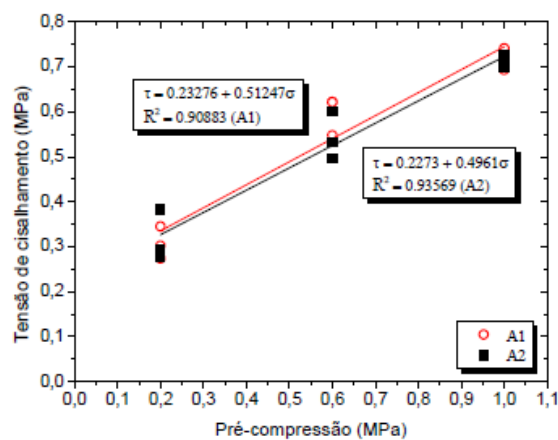


Figura 4-6- Diagrama tensão de cisalhamento versus pré-compressão da junta horizontal.
Fonte: Oliveira (2014).

Analisando a Figura 4-6, pode-se notar que, por meio dos resultados, foi possível traçar as envoltórias de Mohr-Coulomb, obtendo-se os valores de atrito e coesão. Na Tabela 4-6, são apresentados os resultados da coesão e da tangente do ângulo de atrito das juntas horizontais e verticais. Os valores característicos foram determinados a partir da equação 3.1, conforme indicação da EN 1052-3:1999.

$$f_{vk} = 0,8 \cdot f_{v0} + 0,8 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma \quad (3.1)$$

Onde:

- f_{v0} - é a resistência ao cisalhamento inicial (coesão);
- f_{v0k} - é o valor característico da coesão ($f_{v0k} = 0,8 \cdot f_{v0}$);
- ϕ - é o ângulo de atrito interno;
- ϕ_k - é o ângulo de atrito característico.

Tabela 4-6- Coesão e ângulo de atrito da junta horizontal dos prismas de concreto.

ID	Junta horizontal				Junta vertical			
	f_{v0} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$	f_{v0} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	$\tan \varphi$	$\tan \varphi_k$
2	0,227	0,182	0,496	0,397	0,1721	0,1377	0,5687	0,455

Fonte: Oliveira (2014).

4.2.5 Paredes

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto nas interfaces verticais em paredes de formato H. A metodologia adotada foi a construção de quatro séries de ensaios, na qual variaram-se o material do bloco e o tipo de amarração, como apresentado na Tabela 4-7.

Tabela 4-7- Séries de ensaios de cisalhamento direto nas interfaces.

Série	Material do bloco	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

Fonte: Oliveira (2014).

Os modelos estudados apresentavam cinco fiadas e formato H, onde apenas os flanges se encontravam apoiados. O carregamento foi aplicado na parede central, de modo que toda a carga foi transferida da parede central para as abas, por meio do travamento entre blocos. De acordo com a autora, este método permite o estudo da resistência ao cisalhamento que se desenvolve na interface.

No trabalho, foi realizada apenas a modelagem numérica da série 1, ou seja, paredes construídas com blocos de concreto utilizando-se amarração direta. Dessa forma, somente serão apresentados os resultados obtidos para essa série. Fazendo uma breve descrição do ensaio, tem-se que as paredes foram construídas utilizando argamassamento parcial. A geometria das paredes é mostrada na Figura 4-7.

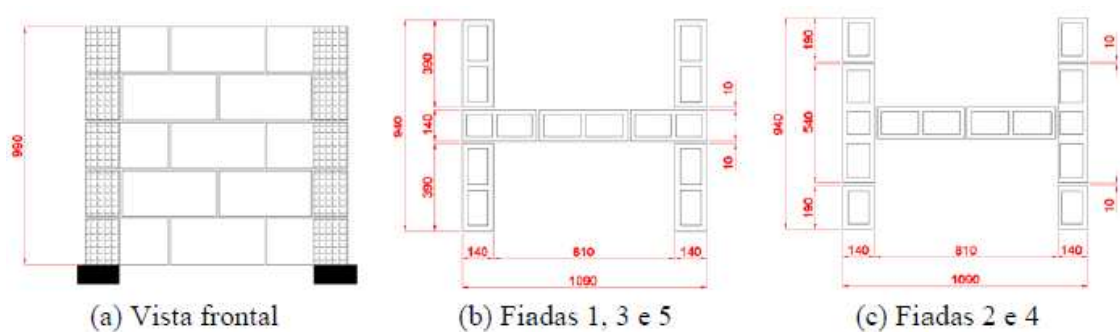


Figura 4-7- Especificação geométrica dos modelos.

Fonte: Oliveira (2014)

Na execução do ensaio, foi aplicada em cada flange uma carga de pré-compressão de 45 kN, com objetivo de minimizar os efeitos de flexão. Posteriormente, foi aplicado, apenas na parede central, um carregamento distribuído, dado com controle de deslocamentos a uma velocidade de 0,001m/s, de modo a produzir cisalhamento na interface flange-alma.

A resistência média ao cisalhamento foi considerada igual à razão da força de ruptura do modelo pela área das interfaces, conforme a equação 3.2.

$$\tau_{\text{vert}} = \frac{F_{\text{rup}}}{A_{\text{int}}} = \frac{F_{\text{rup}}}{2He} \quad (3.2)$$

Onde:

- τ_{vert} - resistência média ao cisalhamento vertical da alvenaria;
- F_{rup} - força de ruptura do modelo;
- A_{int} - área da interface vertical;
- H - altura do modelo (amarração direta) ou altura útil do modelo (amarração indireta);
- e - espessura da parede.

Com base na leitura dos transdutores, foi possível traçar as curvas força versus deslocamento da parede central (Figura 4-8). De acordo com a autora, todos os modelos apresentaram um trecho linear até aproximadamente 75% do carregamento máximo, sendo que as fissuras começaram a aparecer a aproximadamente 50% desse carregamento máximo.

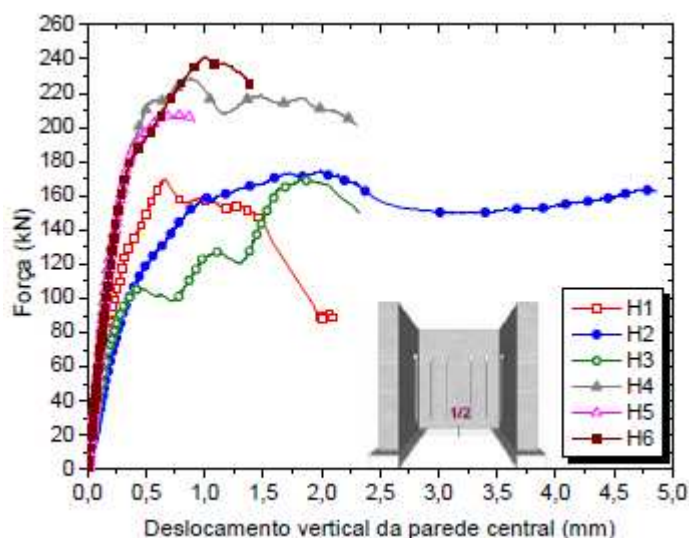


Figura 4-8- Diagrama força versus deslocamento da parede central.
Fonte: Oliveira (2014)

Na Tabela 4-8, são apresentados os resultados correspondentes à força de início de fissuração, força de ruptura e resistência ao cisalhamento, obtidos com base nos seis corpos de prova ensaiados.

Tabela 4-8- Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento de paredes em formato H.

ID	F_{1Fiss} (kN)	F_{rup} (kN)	τ_{vert} (MPa)
1	133	169,45	0,61
2	100	174,57	0,63
3	110	170,78	0,62
4	183	228,45	0,83
5	200	207,47	0,75
6	180	241,13	0,87
Média	-	198,58	0,72
DP	-	31,54	0,11
CV (%)	-	15,88	15,88
τ_{vk} (MPa)	-	-	0,60

Fonte: Oliveira (2014).

Um dado importante, apresentado no trabalho de Oliveira (2014), diz respeito ao padrão de fissuração apresentado pelas paredes antes da ruptura. Basicamente, todos os seis modelos apresentaram grandes deformações na parede central e muitas fissuras inclinadas, próximas à região de interface, indicando o cisalhamento. Na Figura 4-9 é indicado o padrão de fissuração na parede central.



Figura 4-9- padrão de fissuração dos modelos da Série 1, na parede central.

Fonte: Oliveira (2014).

Na Figura 4-10, é apresentado o padrão de fissuração nos flanges. Observe que os flanges não apresentaram grandes deformações, sendo as fissuras visíveis apenas em alguns modelos. De acordo com Oliveira (2014), algumas das fissuras típicas de compressão ocorreram nos blocos de amarração.

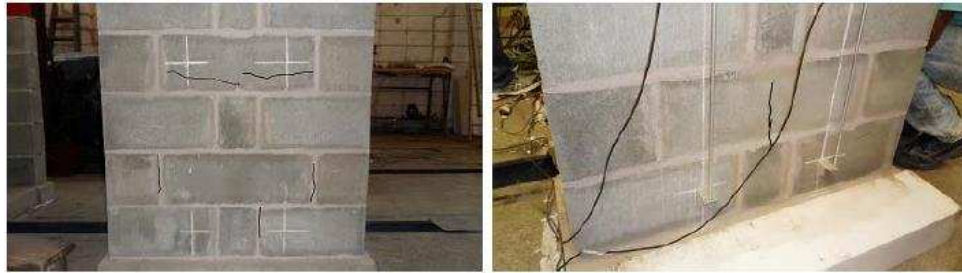


Figura 4-10- Padrão de fissuração dos flanges.

Fonte: Oliveira (2014).

A autora ainda relata que, apesar da carga de pré-compressão, a partir de certa carga, ocorreu flexão nos flanges, causando fissuração na região externa e inferior dos flanges. Já na parte interna dos flanges ocorreram deformações de compressão. Com relação ao modo de ruptura, a autora descreve que os seis exemplares apresentaram comportamentos semelhantes, sendo a ruptura causada pelo cisalhamento total de um dos flanges.

4.3 Resultados experimentais Castro (2015)

4.3.1 Descrição geral dos ensaios

Castro (2015) também realizou ensaios de caracterização física e mecânica de blocos, argamassas, prismas e paredes. Na etapa de caracterização mecânica, o autor determinou o coeficiente de Poisson e a resistência à compressão para blocos. Para as argamassas, foi determinada a resistência à compressão uniaxial, tração na flexão e o módulo de elasticidade estático.

Para os prismas, o autor optou por trabalhar com prismas de dois blocos e uma junta horizontal, utilizando tanto argamassamento total quanto parcial. Foram determinados a resistência à compressão uniaxial, o módulo de elasticidade estático e o coeficiente de Poisson do conjunto. Não foi realizado nenhum ensaio na interface entre os blocos e a argamassa.

Nos ensaios de paredes H, Castro (2015) trabalhou duas séries de paredes de 2,60m de altura, ambas feitas com argamassamento total. A primeira série apresentava tanto os flanges quanto a parede central apoiada, enquanto que na segunda apenas os flanges estavam apoiados. O carregamento foi aplicado apenas sobre a parede central,

não apresentando carregamento de pré-compressão nos flanges. Para as duas séries o autor determinou a carga de ruptura, a carga de fissuração e a deformação específica em alguns pontos das paredes, de modo a determinar a taxa transferência de esforços da parede central para os flanges. A seguir, são apresentados os resultados experimentais obtidos por Castro (2015).

4.3.2 Blocos

Características físicas e mecânicas

Os ensaios, para caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos blocos de concreto, seguiram as prescrições das normas ABNT NBR 12118:2007 e ABNT NBR 6136:2007. Na Tabela 4-9 são apresentadas as dimensões efetivas médias encontradas para os blocos de concreto. Na modelagem numérica, foram utilizados estes valores para o traçado geométrico dos blocos.

Tabela 4-9- Dimensões dos blocos de concreto.

	Bloco			Dimensão dos furos			
	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Paredes externas (mm)	Septos (mm)	Longitudinal (mm)	Transversal (mm)
Média	138,8	190,1	289,3	26,1	26,3	105,9	85,8

Fonte: Castro (2015).

Na Tabela 4-10 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas para os blocos.

Tabela 4-10- Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.

Bloco	Força (kN)	Área Bruta (mm ²)	Área Líquida (mm ²)	Tensão na A _{bruta} (MPa)	Tensão na A _{liq} (MPa)	E na A _{bruta} (GPa)
Média	810,31	39977,00	23024,00	20,30	35,19	20,35
DP	-	-	272,00	2,03	3,52	2,25
CV (%)	-	-	1,18	10,04	10,04	11,08
f _{bk} (MPa)	-	-	-	16,90	29,34	-

Fonte: Castro (2015).

O modo de ruptura do bloco é indicado na Figura 4-11.



Figura 4-11- Modos de ruptura do bloco, a) fissura vertical e b) tronco cônica.
Fonte: Castro (2015).

O modo de ruptura apresentado pelos blocos foi do tipo frágil, demonstrando comportamento explosivo, com ocorrência de fissuração visível apenas em instantes próximos à ruptura. Em alguns casos, as fissuras surgiram nas paredes longitudinais do bloco, geralmente dispostas na direção vertical como mostrado na Figura 4-11. Em outros, a fissura ocorria em formato tronco-cônica, ambas indicando a separação dos septos longitudinais. Este comportamento também foi evidenciado por Mohamad (2007) e Oliveira (2014).

4.3.3 Argamassa

Na etapa de dosagem das argamassas, o autor estudou três traços, sendo eles, em massa, dados por: A1 (1:0,592:6,983); A2 (1:0,375:4,912); e A3 (1:0,022:2,50), correspondentes à proporção de cimento, cal e areia. Estes traços foram escolhidos de modo que a resistência à compressão aos 14 dias de idade alcançasse os valores correspondentes a 40%, 70% e 100% da resistência à compressão do bloco na área bruta. Os valores de resistência à compressão e resistência à tração na flexão para as argamassas utilizadas na confecção dos prismas são apresentados na Tabela 4-11. As séries indicadas entre parênteses dizem respeito às variações na confecção dos prismas. Estas variações serão detalhadamente indicadas no próximo item.

Tabela 4-11- Resistência à tração f_{tf} e à compressão f_a da argamassa, utilizada nos prismas.

Traço	Idade	f_{tf} (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	f_c (MPa)	D.P (MPa)	CV (%)
A1 (Série 1)	14	1,9	0,10	5,38	6,7	0,08	1,25
A2 (Série 2)		2,9	0,11	3,82	11,7	0,17	1,46
A3 (Série 3)		4,1	0,14	3,46	16,7	0,17	0,99
A2 (Série 4)	57	2,8	0,23	8,44	11,6	0,2	1,72
A2 (Série 5)		3,0	0,18	5,99	12,1	0,19	1,55

Fonte: Castro (2015).

O módulo de elasticidade estático foi obtido a partir do diagrama tensão versus deformação específica, sendo medido no trecho entre 0,5 MPa e 33% da resistência máxima à compressão da argamassa. O módulo de elasticidade foi determinado apenas para a argamassa A2, correspondente a uma resistência à compressão da ordem de 70% da resistência apresentada pelo bloco de concreto. O valor obtido pode ser visualizado Tabela 4-12.

Tabela 4-12- Módulo de elasticidade estático da argamassa A2.

	f_a (MPa)	E_a (GPa)
Média	11,31	9,293
DP	0,0003	0,412
CV (%)	2,93	4,43

Fonte: Castro (2015).

4.3.4 Prismas

O autor realizou ensaios de compressão uniaxial, em prismas de dois blocos, com o objetivo de se estudar os efeitos dos três traços de argamassa, já citados, no modo de ruptura dos prismas. Também foi avaliada a variação de resistência do prisma em função do tipo de argamassamento (total ou parcial). Para melhor visualização da diferença entre as séries, considere a Tabela 4-13.

Tabela 4-13- Séries de prismas estudados.

Série	Argamassa	Argamassamento	Ensaio
I	A1- 40% f_{bk}	Total	Resistência à compressão
II	A2-70% f_{bk}	Total	Resistência à compressão
III	A3-100% f_{bk}	Total	Resistência à compressão
IV	A2-70% f_{bk}	Parcial	Resistência à compressão
V	A2-70% f_{bk}	Total	Resistência à compressão e módulo de elasticidade

Fonte: Castro (2015).

Não existe uma diferença entre a série II e a série V. A série II foi feita com a mesma argamassa utilizada para fazer a série IV, enquanto que a série V foi feita utilizando-se a mesma argamassa (A2), aplicada na construção dos painéis.

O ensaio para determinação da resistência à compressão dos prismas seguiu as prescrições da ABNT NBR 15961-2:2011. Os módulos de elasticidade foram calculados no intervalo correspondente à curva secante de 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura de cada corpo de prova. A deformação foi obtida a partir de transdutores instalados nas faces do prisma. O comprimento da base era de 200 mm. Os resultados de resistência à compressão dos prismas, para as cinco séries, podem ser visualizados na Tabela 4-14.

Tabela 4-14- Resultados dos prismas ensaiados por Castro (2015).

Série	f_p (MPa)	f_{pk} (MPa)	f_a (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)
Série I	10,2	8,6	6,7	2,4	23,7
Série II	13,1	11,1	11,7	2,7	20,8
Série III	15,8	13,5	16,7	0,5	3,1
Série IV	10,6	9,0	11,6	0,4	0,1
Série V	13,7	11,7	12,1	2,4	17,9

Fonte: Castro (2015).

A determinação do módulo de elasticidade foi feita apenas para a série V, uma vez que, os prismas foram montados com os mesmos blocos e argamassa utilizados na confecção dos painéis. Os resultados da série V são apresentados na Tabela 4-15. Nesta série também foi determinado o coeficiente de Poisson para o conjunto, no entanto, na modelagem, adotou-se um valor fixo para o coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Tabela 4-15- Módulo de elasticidade (série V).

Prismas	E_{pmed} (MPa)
1	9276
2	10222
3	9856
4	10140
5	9979
6	10576
Média	10008
D.P.	434,83
C.V. (%)	4,34

Fonte: Castro (2015).

Com relação aos modos de ruptura dos prismas, o autor observou que houve uma mudança no comportamento em função da resistência à compressão da argamassa. Para os prismas da série I, confeccionados com a argamassa A1 (40% f_{bk}) e argamassamento total, a ruptura ocorreu, em geral, por esmagamento da junta horizontal, Figura 4-12. O esmagamento da junta ocorre quando a resistência à compressão confinada da argamassa é atingida.



Figura 4-12- Modo de ruptura do prisma- Série 1.
Fonte: Castro (2015).

Para prismas da série III, confeccionados com argamassa A2 (70% f_{bk}) e argamassamento total, a ruína ocorreu por fissuração vertical dos septos transversais e das paredes longitudinais. De acordo com o autor, as fissuras ocorreram entre 70 a 80% da carga máxima de ruptura. A ruptura no bloco ocorre quando a tensão de tração atinge o limite de resistência à tração no bloco. Na Figura 4-13 são apresentados os prismas fissurados.



Figura 4-13- Modos de ruptura dos prismas, utilizando argamassa A2.
Fonte: Castro (2015).

Os prismas da série II, confeccionados com argamassamento total e argamassa A3 (100% f_{bk}), apresentaram ruptura brusca. As fissuras surgiram nos blocos, tendendo a separar a parede longitudinal do septo transversal. Na Figura 4-14, é possível visualizar o modo de ruptura.



Figura 4-14- Modo de ruptura do prisma, utilizando-se argamassa A3.

Fonte: Castro (2015).

Na série IV, onde os prismas são confeccionados com argamassamento parcial e argamassa A2, a ruptura ocorre pela flexão das paredes transversais, este comportamento foi evidenciado por Oliveira (2014) e Mohamad (2007). Na Figura 4-15 é possível verificar o modo de ruptura.



Figura 4-15- Modo de ruptura para prismas feitos com argamassamento parcial.

Fonte: Castro (2015).

4.3.5 Paredes

O autor ensaiou paredes em formato H, com altura de 2,60 m, buscando determinar a taxa de transferência de esforços entre a parede central e os flanges. As dimensões em plantas dos painéis estão apresentadas na Figura 4-16.

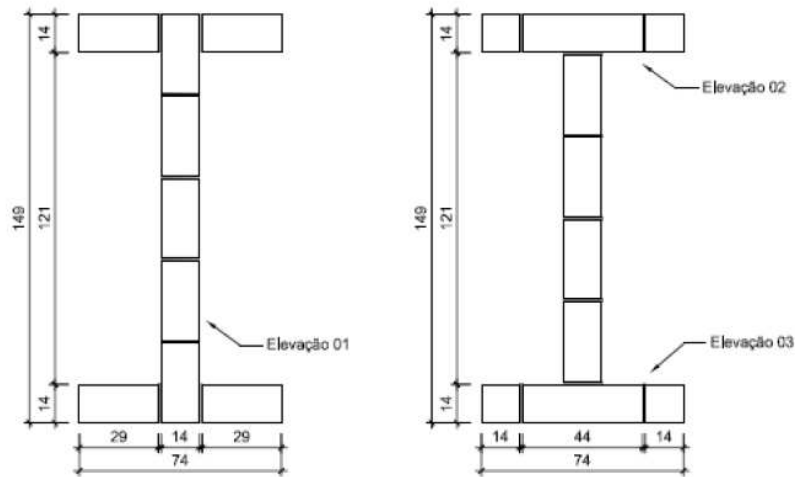


Figura 4-16- Disposição em planta dos blocos nas diferentes fiadas ímpar e par.
 Fonte: Castro (2015).

Nas tabelas seguintes, são apresentadas as cargas relacionadas à primeira fissura visível, e a carga de ruptura, tanto para os painéis da série 1, quanto para a série 2. Para os painéis da série 1, com apoio central, não é possível utilizar a equação 3.1 para se determinar a tensão de cisalhamento vertical na interface, uma vez que não se sabe, no instante de ruptura, qual a parcela real de carga que está sendo transferida para os flanges.

Com relação aos modos de ruptura, o autor relatou que todas as paredes apresentaram ruptura na interface central/abas e que elas foram do tipo brusca, havendo separação entre a parede central e um dos flanges. O autor ainda informa que, para paredes da série 1 (com a parede central apoiada), mesmo com o rompimento de um flange a parede continuou suportando carga. Este comportamento ocorre devido à redistribuição de esforços entre a parede central e a aba restante. No entanto, adotou-se como critério de parada do ensaio com a ruptura de um dos flanges.

Painéis com parede central apoiada

Na Tabela 4-16 está indicada a carga relacionada à primeira fissura visível e à carga de ruptura.

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

ID	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)
1	642,48	879,46
2	728,25	1294,60
3	703,00	952,73
Média (kN)	697,24	1042,26
D.P (kN)	44,08	221,5
C.V. (%)	6,38	21,26

Fonte: Castro (2015).

Da Figura 4-17 até a Figura 4-19 são apresentados os modos de ruptura dos painéis ensaiados. De acordo com o autor, os painéis apresentaram modos de rupturas semelhantes, ocorrendo tração horizontal ao longo da alma e cisalhamento no trecho inferior da interface alma/aba. As fissuras se iniciaram abaixo do ponto de aplicação da carga vertical (passando entre as juntas horizontais e os blocos) e/ou escalonada (apenas nas juntas verticais e horizontais da argamassa).

- Painel 01:



Figura 4-17- Ruptura painel 1.

Fonte: Castro (2015).

- Painel 02:



Figura 4-18- Ruptura painel 2.

Fonte: Castro (2015).

- Painel 03:



Figura 4-19- Ruptura painel 3.

Fonte: Castro (2015).

Painéis sem apoio central

Na Tabela 4-17 está indicada a carga relacionada à primeira fissura visível, a carga de ruptura e a tensão cisalhante na interface, para os painéis sem apoio central. A tensão cisalhante foi obtida a partir da equação 3.1, uma vez que toda a carga aplicada deve ser transferida aos flanges.

Tabela 4-17- Carga de fissuração, carga máxima e tensão de cisalhamento (parede sem apoio).

ID	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)	τ_{vert} (MPa)
4	545,82	704,61	0,97
5	478,16	593,77	0,815
6	621,10	673,24	0,925
Média (kN)	581,69	657,20	0,905
D.P (kN)	90,51	57,13	0,16
C.V. (%)	15,56	8,69	8,80
τ_{vk} (MPa)	-	-	0,65

Fonte: Castro (2015).

Da Figura 4-20 até a Figura 4-22 são apresentados os modos de ruptura dos painéis ensaiados.

- Painei 4:



Figura 4-20- Ruptura painei 4.

Fonte: Castro (2015).

- Painel 5:



Figura 4-21- Ruptura painel 5.

Fonte: Castro (2015).

- Painel 6:



Figura 4-22- Ruptura painel 6.

Fonte: Castro (2015).

Com base nas figuras, pode-se notar que a ruptura ocorreu de modo semelhante para os três painéis (4, 5 e 6). De acordo com Castro (2015), em todos os casos a ruptura ocorreu em apenas um lado, apresentando extensa fissuração vertical ao longo da alma,

pode-se também observar o efeito de flexão através das trincas horizontais, que ocorreram junto às fiadas intermediárias.

4.4 Software

A modelagem numérica foi realizada em um programa comercial, denominado ABAQUS, que permite a resolução do elemento em estudo com base no Método dos Elementos Finitos. Tal programa foi escolhido devido à possibilidade de se utilizar o modelo constitutivo Concrete Damage Plasticity que, de acordo com alguns autores, tem conduzido a resultados satisfatórios, conseguindo reproduzir o comportamento da alvenaria estrutural. A única dificuldade encontrada diz respeito ao comportamento das interfaces entre blocos e argamassa. Não foi encontrado no programa uma propriedade de interface capaz de representar a resposta não-linear desta quando sujeita a tensões de cisalhamento, tração e compressão (modelo cisalhamento-fissuração-esmagamento, sugerido por Lourenço e Rots (1997)). No entanto, esta dificuldade foi contornada utilizando-se outras propriedades para interface, como serão apresentados no capítulo 5.

4.5 Normatização

As normas que foram utilizadas para avaliação dos resultados numéricos são: a ABNT NBR 15961-1:2011 e ABNT NBR 14321:1999.

4.6 Metodologia para calibração dos modelos numéricos

4.6.1 Disposições iniciais

A estratégia adotada para realização deste trabalho consiste em realizar, inicialmente, a micromodelagem detalhada para os prismas estudados por Oliveira (2014) e Castro (2015). Os resultados obtidos para os prismas são usados como base para alimentar os modelos de paredes, realizados com macromodelagem. Logo trabalha-se

com duas abordagens: na primeira, será feita a micromodelagem detalhada dos prismas e, posteriormente, a macromodelagem das paredes.

Dessa forma, como foram apresentados dois programas experimentais, o processo citado acima será realizado duas vezes, a primeira utilizando os valores obtidos por Oliveira (2014), para calibração de prismas e paredes, e na segunda utilizaremos os valores obtidos por Castro (2015) para essa mesma calibração.

Para facilitar a visualização das etapas de modelagem considere o esquema apresentado na Figura 4-23.

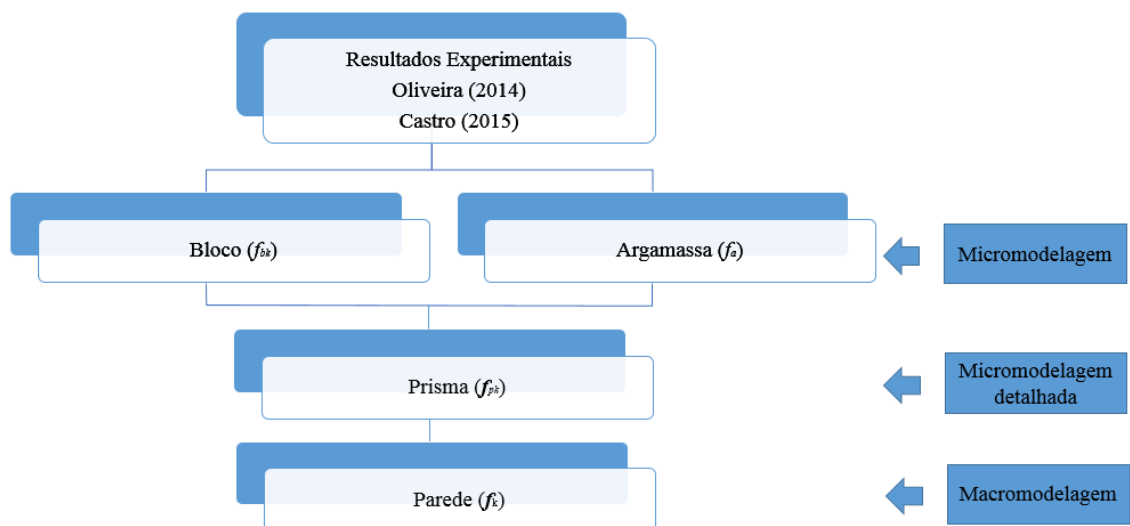


Figura 4-23- Esquema das estratégias de modelagem.

4.6.2 Relações entre modelos numéricos

Antes de expor como os resultados dos modelos numéricos (prismas/paredes) se relacionam, é interessante apresentar as prescrições normativas, as quais permitem a obtenção da resistência à compressão das paredes, em função da resistência à compressão dos prismas.

De acordo com a norma NBR 15961-1:2011, da ABNT, a resistência à compressão de paredes (f_k) equivale a 70% da resistência à compressão de prismas (f_{pk}) de dois blocos e 85% da resistência à compressão de pequenas paredes (f_{ppk}) de cinco

fiadas. Ainda, a referida norma aponta que, caso seja realizado o ensaio de prisma com argamassamento total, desejando determinar a resistência da parede com argamassamento parcial, a resistência desta deverá ser diminuída em mais 20%. Estas relações são apresentadas na Tabela 4-18 e Tabela 4-19.

Tabela 4-18- Relação entre a resistência à compressão de prismas com argamassamento total e paredes.

Relação entre resistência à compressão de prisma/parede			
Resistência à compressão das paredes (f_k)	Resistência à compressão de prismas com argamassamento total		
	Prisma 2 Blocos	Prisma 3 Blocos*	Pequenas paredes
Parede com argamassamento total	$0,7f_{pk}$	$0,75f_{pk}$	$0,85f_{ppk}$
Parede com argamassamento parcial	$0,8x0,7f_{pk}$	$0,80x0,75f_{pk}$	$0,80x0,85f_{ppk}$

* A norma não apresenta valor para o prisma de três blocos, a estimativa foi feita considerando-se a proporção entre o prisma de dois blocos e a pequena parede que possui cinco fiadas.

Tabela 4-19- Relação entre a resistência à compressão de prismas com argamassamento parcial e paredes.

Relação entre resistência à compressão de prisma/parede			
Resistência à compressão das paredes (f_k)	Resistência à compressão de prismas com argamassamento parcial		
	Prisma 2 Blocos	Prisma 3 Blocos*	Pequenas paredes
Parede com argamassamento total	$(0,7/0,8) f_{pk}$	$(0,75/0,8) f_{pk}$	$(0,85/0,8) f_{ppk}$
Parede com argamassamento parcial	$0,7f_{pk}$	$0,75f_{pk}$	$0,85f_{ppk}$

* A norma não apresenta valor para o prisma três blocos, a estimativa foi feita considerando-se a proporção entre o prisma de dois blocos e a pequena parede que possui cinco fiadas.

Uma vez apresentadas as prescrições normativas, procede-se à apresentação detalhada da metodologia utilizada na realização deste trabalho:

– Inicialmente escolheu-se uma formulação matemática capaz de representar a curva tensão versus deformação para o bloco e argamassa. Esta equação apresenta parâmetros de entrada os quais foram obtidos através dos resultados experimentais. A partir da calibração da equação, realizaram-se as modelagens numéricas dos blocos e argamassa separadamente, a fim de comparar as curvas obtidas numericamente com as curvas experimentais. Os resultados obtidos foram satisfatórios, indicando que a equação escolhida foi capaz de representar o comportamento dos componentes de alvenaria.

– Obtida a curva que representa o comportamento dos componentes, passou-se à fase de modelagem dos prismas. Como foi optado pela realização de uma micromodelagem detalhada, os prismas foram montados representando cada componente de maneira individual. Os blocos e as unidades foram representados com suas próprias dimensões geométricas e propriedades mecânicas.

– A curva tensão versus deformação gerada pelo modelo numérico foi comparada à curva obtida experimentalmente. Foi tomado como base para comparação o valor de resistência à compressão máxima e o módulo de elasticidade. O modelo de prisma foi então calibrado visando obter os valores dos parâmetros próximos aos experimentais.

– Tendo alcançado resultados satisfatórios para os prismas, passou-se à modelagem das paredes. Para estas se optou por realizar, como estratégia de modelagem, a macromodelagem. Deste modo a parede foi representada como um material compósito, uma vez que neste tipo de modelagem não se representa de modo individual o comportamento dos blocos e da argamassa.

– Como a formulação matemática apresentou resultados satisfatórios na representação do comportamento dos blocos e argamassa, ela foi também utilizada para representar o comportamento de um material compósito. Com base nas prescrições normativas (Tabela 4-18 e Tabela 4-19) e na curva tensão versus deformação, gerada pelo modelo numérico dos prismas, foram obtidos os parâmetros de entrada para calibração da formulação matemática, sendo utilizada como lei constitutiva da parede.

– Com base na curva tensão versus deformação, gerada pelo modelo numérico das paredes, compararam-se os valores de resistência à compressão máxima e o módulo de elasticidade, obtidos numericamente com aqueles determinados experimentalmente por Oliveira (2014) e Castro (2015).

5

MODELAGEM NUMÉRICA DE COMPONENTES E ELEMENTOS DE ALVENARIA

Neste capítulo será apresentado aspectos relacionados à modelagem numérica dos modelos experimentais citados no capítulo 4. Deste modo, nos próximos itens serão descritos e explicados os aspectos de natureza teórica dos modelos, tais como malha de elementos finitos, os modelos constitutivos adotados, as condições de contorno, as propriedades mecânicas utilizadas e o comportamento das interfaces.

5.1 Considerações iniciais

Para todos os modelos foi adotada uma abordagem tridimensional, fazendo uso de elementos sólidos. Os blocos, prismas e paredes foram representados com suas dimensões

reais, ou seja, foram discretizados os septos transversais e longitudinais. Deste modo, todas as propriedades atribuídas aos materiais estão referidas a área líquida. Ao todo foram simulados sete modelos, ver Tabela 5-1.

Tabela 5-1- Modelos numéricos.

Modelos Experimentais	Modelos Numéricos	Identificação
	Bloco	BO
Oliveira (2014)	Prisma com Argamassamento parcial	PO
	Parede sem apoio	PSAO
	Bloco	BC
Castro (2015)	Prisma com Argamassamento parcial	PC
	Parede sem apoio	PSAC
	Parede com apoio	PCAC

5.1.1 Hipóteses básicas e limitações dos modelos

A modelagem numérica trata-se de uma tentativa de obter numericamente os resultados apresentados pelos ensaios experimentais. Deste modo, é necessário a adoção de uma série de especificações para os materiais, tornando-os capazes de reproduzir o comportamento experimental observado.

Não existe um consenso entre pesquisadores a respeito do tipo de valores a serem adotados para definir as propriedades dos materiais. Dessa forma, alguns autores adotam valores determinísticos enquanto outros adotam valores probabilísticos.

Neste trabalho serão adotados os valores determinísticos para todas as propriedades dos materiais, ou seja, os valores serão tomados como médias experimentais, sem levar em conta sua variabilidade. A consequência desta consideração é a obtenção de um padrão de fissuração, similar aos observados nos ensaios experimentais.

5.2 Dimensões dos modelos

Para construção dos modelos numéricos foram utilizadas as dimensões nominais dos componentes e elementos de alvenaria, assim como já apresentadas no capítulo 4.

5.3 Malha de elementos finitos

Para geração da malha dos blocos, prismas e paredes, foi utilizado o elemento finito C3D8, Figura 5-1. Este elemento sólido de oito nós possui interpolação linear e integração completa, apresentando três graus de liberdade por nó, suficientes para representar as translações em x, y e z. Uma das vantagens em se utilizar a integração completa é a eliminação da possibilidade de ocorrência de Hourglass, uma vez que, nos septos transversais, devido à espessura reduzida, somente será utilizado um elemento por comprimento. Este elemento foi utilizado nos blocos, nas argamassas e nas paredes.

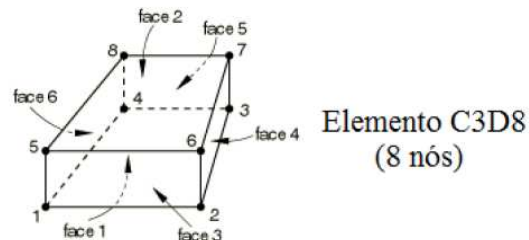


Figura 5-1- Elemento finito C3D8.

Fonte: Simulia, 2012.

O ABAQUS possui um algoritmo que analisa a geometria a ser malhada e define uma estratégia de malha, gerando-a de acordo com o tamanho especificado pelo usuário. Para todos os modelos foi utilizada a malha estruturada como estratégia, uma vez que esta resulta em malhas bem uniformes, sendo usadas principalmente em formas regulares, como é o caso dos modelos estudados. Para facilitar no processo de geração da malha, os modelos foram particionados em posições específicas, conforme indicado na Figura 5-2 e na Figura 5-3. Todos os blocos, prismas e paredes foram particionados do mesmo modo.

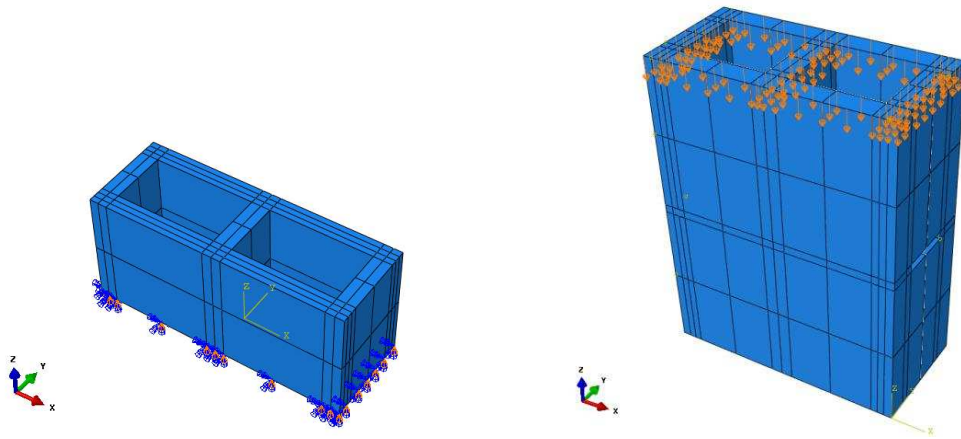


Figura 5-2- Partição dos blocos e prismas.

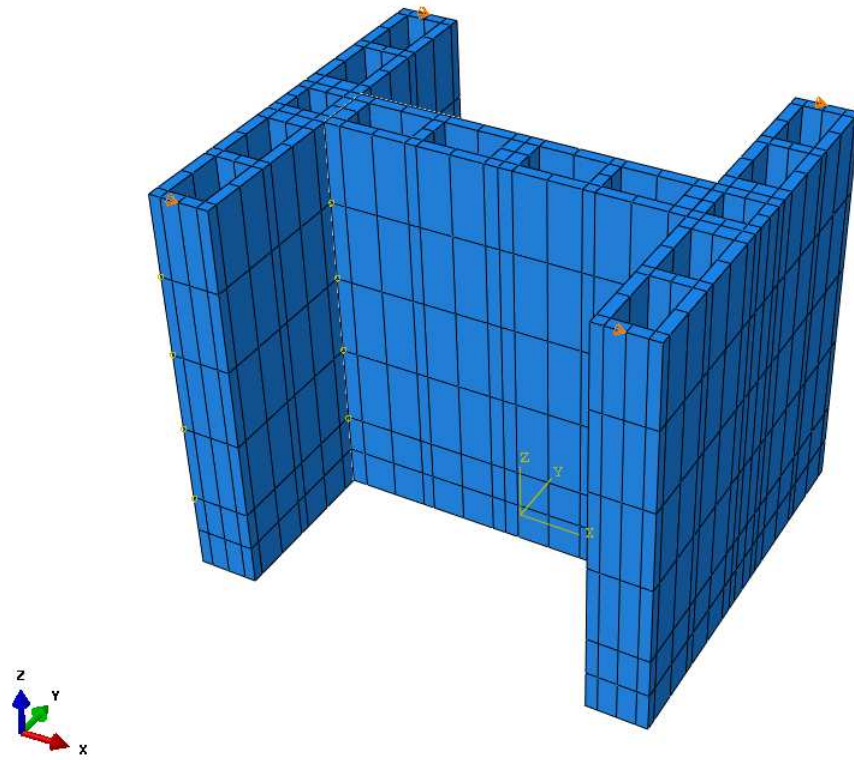


Figura 5-3- Partição das paredes.

5.3.1 Blocos de concreto

Para simulação dos blocos de concreto, tanto para os modelos BO quanto aos BC, foram adotados elementos de 1 cm de lado, o que permitiu dois elementos por septo. Esta dimensão foi escolhida após a realização de um estudo de malha, em que foram testados

elementos com diferentes tamanhos de lados, que variavam de 5 mm até 3 cm. De modo geral não ocorreu perda de precisão em função do tamanho da malha e nem no tempo de processamento. Na Figura 5-4, observa-se o aspecto final da malha do bloco.

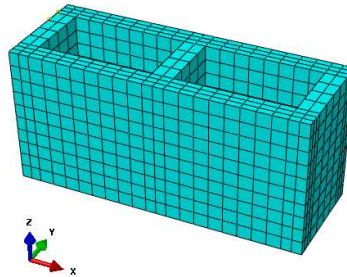


Figura 5-4- Aspecto geral da malha dos blocos.

5.3.2 Prisma

Para modelagem do prisma, foi adotado uma dimensão específica para a malha dos blocos e outra para a argamassa. Para o prisma de três blocos, a malha do conjunto que forneceu resultados satisfatórios, de carga máxima a custo computacional mais baixo, foi a de dimensão dos elementos de 2 cm para os blocos e 5 mm para argamassa. Esta mesma malha poderia ser usada para os prismas de dois blocos, no entanto, como se tem menor quantidade de elementos e interfaces, pôde-se refinar um pouco mais a malha do bloco, a um baixo custo computacional. Dessa forma, para o prisma de 2 blocos foi utilizado 1 cm de malha para os blocos e de 5mm para as argamassas. Na Figura 5-5, observa-se o aspecto geral das malhas nos prismas.

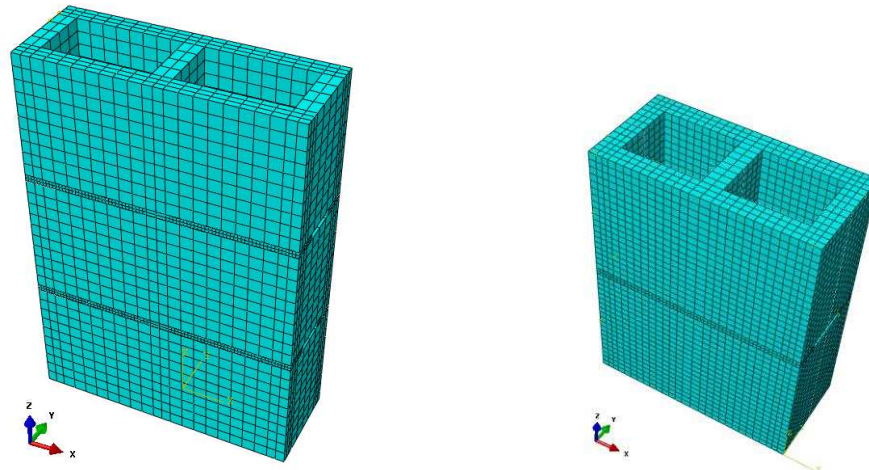


Figura 5-5- Aspecto geral das malhas para os prismas de três e dois blocos.

5.3.3 Paredes

Para as paredes foram adotados elementos com dimensão de 3 cm. Tal escolha foi realizada a partir do teste de malha, no qual houve a variação da dimensão dos elementos de 2 cm até 5 cm. Para dimensões pequenas o custo computacional era muito alto e não se obtinha ganho significativo de precisão quando comparado às cargas máximas. Para elementos maiores havia alta perda de precisão. Na Figura 5-6 e na Figura 5-7, pode-se constatar o aspecto final da malha.

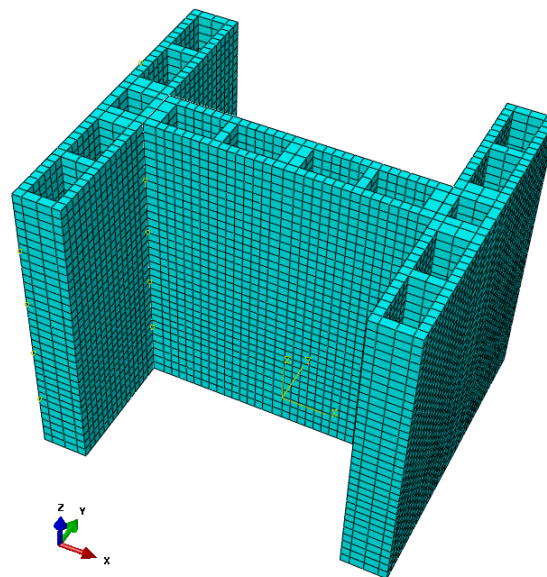


Figura 5-6- Aspecto geral da malha das paredes ensaiadas por Oliveira (2014).

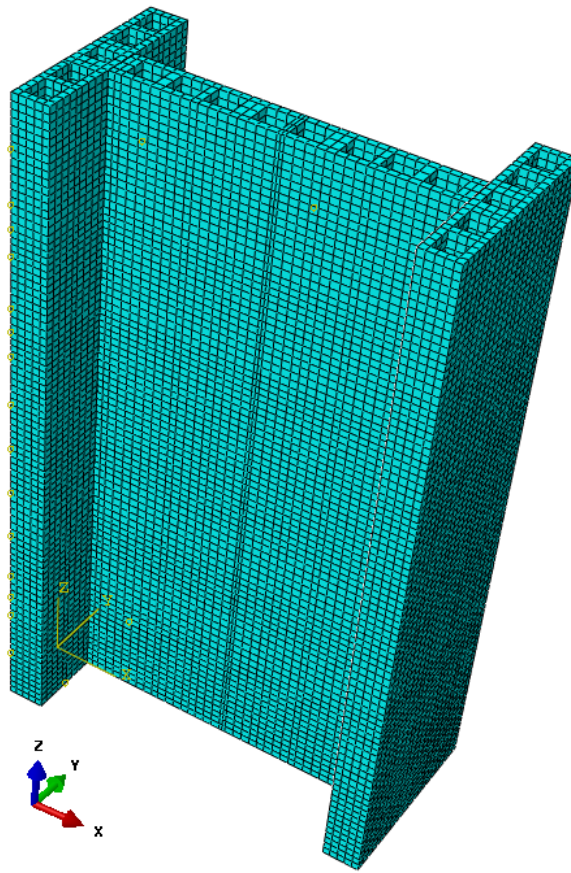


Figura 5-7- Aspecto geral da malha das paredes ensaiadas por Castro (2015).

5.4 Teste de malha

A seguir é apresentado o teste de malha realizado para blocos, prismas e paredes. Na Figura 5-8 é ilustrado o teste de malha, realizado para a simulação numérica dos blocos de concreto. Analisando-se a Figura 5-8 é possível verificar que as quatro curvas são coincidentes.

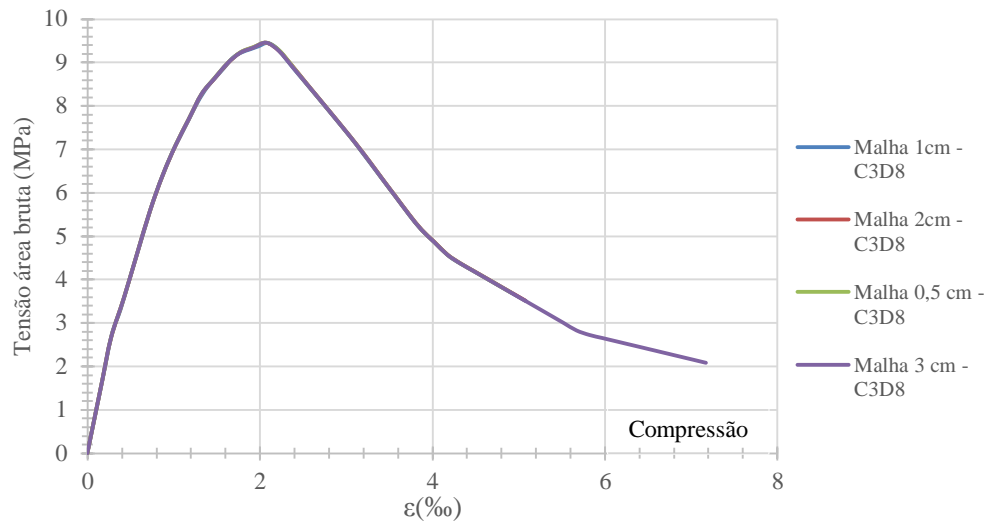


Figura 5-8- Teste de malha para o bloco.

Na Figura 5-9 é apresentado o teste de malha para o prisma. Observa-se que as malhas de 2 cm e 3 cm apresentam curvas coincidentes.

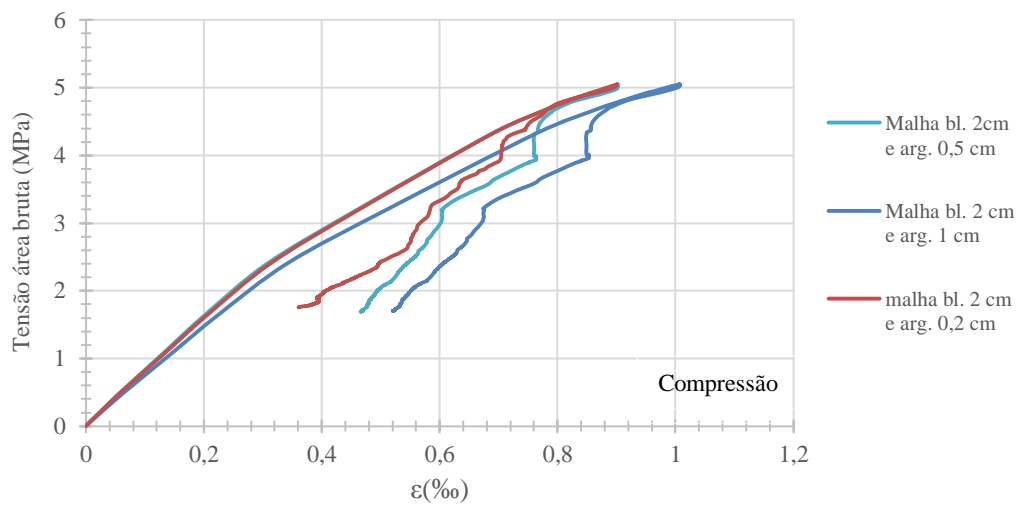


Figura 5-9- Teste de malha para o prisma.

Na Figura 5-10 é apresentado o teste de malha para a parede.

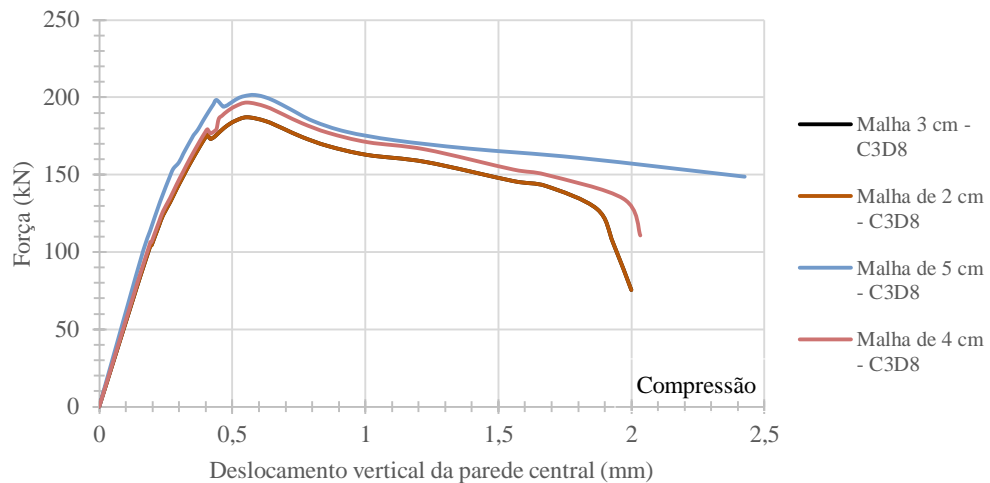


Figura 5-10- Teste de malha para a parede.

5.5 Modelos constitutivos

Neste tópico será apresentado o modelo constitutivo adotado para representar o comportamento dos materiais e os parâmetros necessários a serem fornecidos ao programa.

5.5.1 Componentes da alvenaria

Para representação do comportamento mecânico do bloco, argamassa e material compósito (bloco + argamassa) utilizou-se o modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity. Segundo Kmiecik e Kaminski (2011) este modelo é uma adaptação do modelo de Drucker-Prager, também utilizado para representar o comportamento mecânico de materiais frágeis.

O critério de Drucker-Prager considera que a superfície de escoamento, ou cedência de um material, assume a forma de um cone ao longo do eixo hidrostático, conforme representado na Figura 5-11. Caso o material esteja submetido a um estado de tensões principais, que se encontre localizado no interior do cone, ocorrerão apenas deformações elásticas, enquanto que, se estiver sobre a superfície de escoamento ocorrerão deformações plásticas, ou seja, início da degradação do material. Por definição, estados de tensão exteriores às superfícies de cedência são impossíveis.

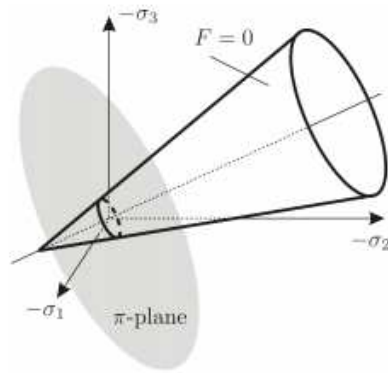


Figura 5-11- Ilustração da superfície de escoamento de Drucker-Prager.
 Fonte: Aguiar (2015).

No Concrete Damaged Plasticity (CDP) a equação que define a superfície de Drucker Prager é modificada por um parâmetro K_c , Figura 5-12, que será apresentado no próximo tópico. Este modelo foi proposto por Lubliner et al. (1989).

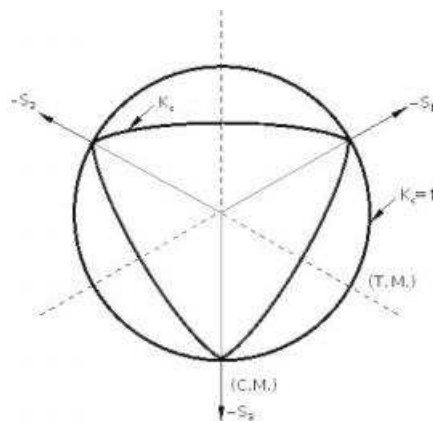


Figura 5-12- Superfície de escoamento, cortando o plano das tensões desviadoras, Concrete Damaged Plasticity (CDP).
 Fonte: Aguiar (2015).

De acordo com Aguiar (2015), o modelo (CPD) é capaz de representar o comportamento mecânico de materiais frágeis, como é o caso dos elementos de alvenaria, rochas e concreto, permitindo simular, entre outras, as seguintes características:

- resistência à tração em torno de 10 vezes menor que à compressão;
- dano irreversível associado a fissuras em baixas tensões de confinamento;

- colapso da microestrutura porosa do concreto por compressão quando sob suficiente confinamento, fenômeno que, macroscopicamente, se assemelha a um escoamento seguido de encruamento;
- critério de escoamento em estado triaxial de tensões associado à pressão hidrostática.

Os parâmetros necessários para calibração do modelo constitutivo em questão são apresentados e explicados nos próximos subitens.

5.5.1.1 Domínio elástico

No modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity as deformações elásticas (ε_{el}) e inelásticas (ε_{inel}) são calculadas de maneira independente, sendo posteriormente somadas para se obter a deformação total (ε).

$$\varepsilon = \varepsilon_{inel} + \varepsilon_{el} \quad (5.1)$$

Onde as ε_{el} dependem apenas do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson, e ε_{inel} são obtidas a partir de curvas tensão versus deformação. Para este trabalho, adotou-se o módulo de deformação obtido experimentalmente.

5.5.1.2 Comportamento à compressão uniaxial em domínio inelástico

Conforme foi apresentado, para se definir o comportamento inelástico de um material, é necessário fornecer ao software uma curva tensão versus deformação, no entanto, como em muitos casos é difícil obtê-las experimentalmente, alguns autores e normas apresentam formulações empíricas bastando ao pesquisador fornecer parâmetros, que geralmente são de fácil determinação.

A curva de compressão utilizada neste trabalho foi proposta por Guo (2014). A fase elástica, considerada até 30% da tensão máxima, é obtida a partir da relação entre o módulo de elasticidade e a deformação, enquanto a fase inelástica é dada pela formulação proposta por Guo (2014). Na Figura 5-13 apresenta-se um esquema de como ficará a curva tensão versus deformação.

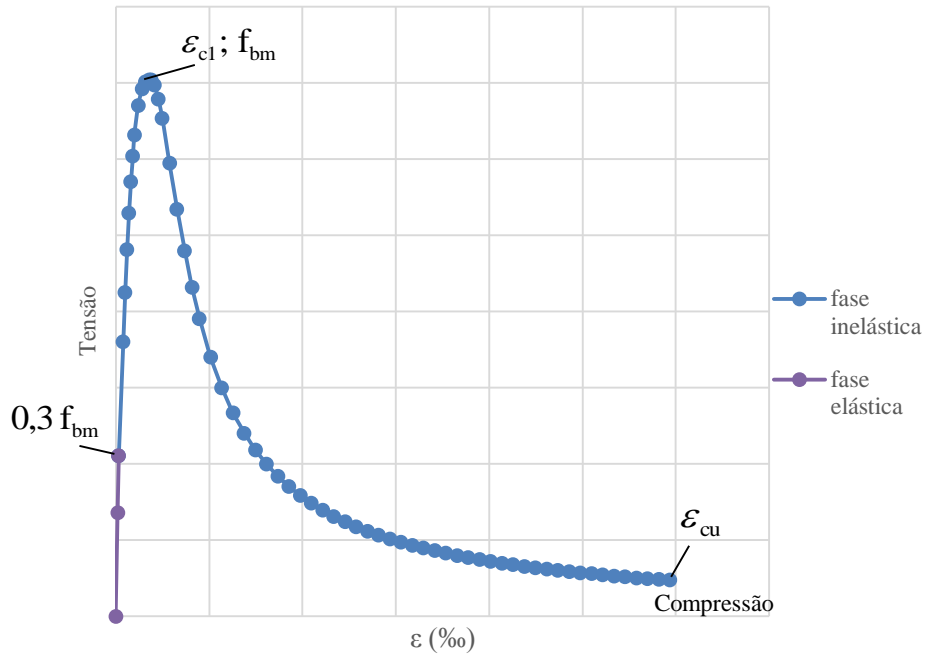


Figura 5-13- Comportamento do concreto à compressão, curva genérica.

Como comentado, a curva é composta por dois trechos, sendo as formulações que compõem cada trecho dadas, por:

- 1º trecho elástico

$$\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon \quad (5.2)$$

- 2º trecho inelástico

$$\sigma_c = f_{bm} \cdot \left[\alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \right] \quad \eta \leq 1 \quad (5.3)$$

$$\sigma_c = \frac{f_{bm}}{\alpha_d (x-1)^2 x} \quad x > 1 \quad (5.4)$$

Onde:

- $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$

- $\alpha_a = \frac{E_{cm}}{E_{c1}}$
- $1,5 \leq \alpha_d \leq 3$

Sendo:

- E_{cm} corresponde ao módulo elástico inicial (para uma tensão de $0,3 f_{bm}$);
- E_{c1} corresponde ao módulo secante (considerando a tensão máxima).

O parâmetro α_d afeta o trecho descendente da curva, Figura 5-14, e deve ser calibrado.

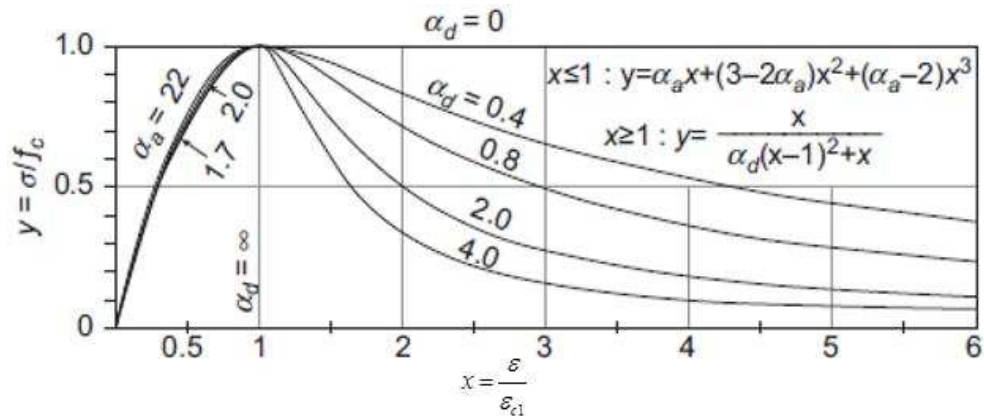


Figura 5-14- Variação do parâmetro α_d .

Fonte: Guo (2014).

Para fornecer ao programa apenas a parcela relativa à deformação inelástica da curva tensão versus deformação (uma vez que o ABAQUS lida separadamente com as deformações elásticas e as deformações inelásticas), é necessário subtrair da deformação total a parcela relativa à deformação elástica. Para isso, utiliza-se a seguinte equação:

$$\epsilon_{inel} = \epsilon - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad (5.5)$$

Aplica-se esta equação a todos os pares ordenados, construindo assim a curva a ser fornecida ao software, Figura 5-15.

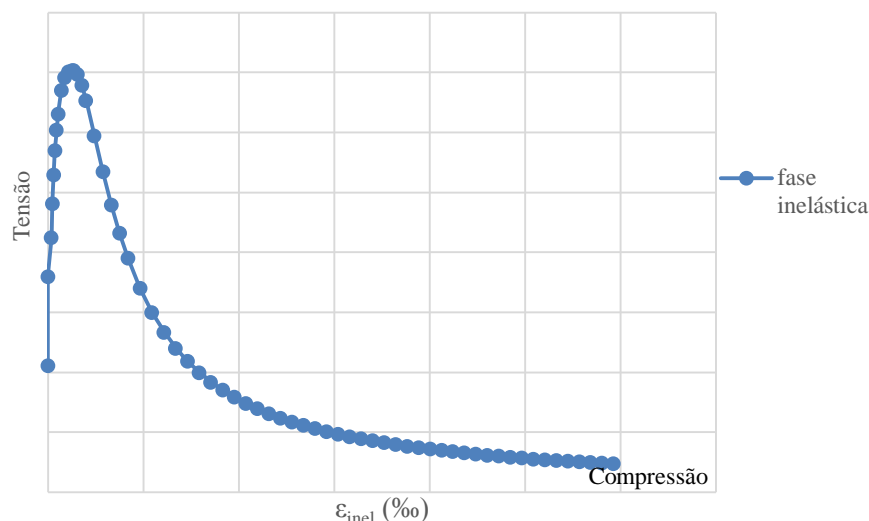


Figura 5-15- Curva tensão versus deformação inelástica, curva genérica.

Os valores dos parâmetros necessários para construção da curva analítica tensão versus deformação dos blocos e argamassa são apresentados na Tabela 5-2 e Tabela 5-3. Os valores de α_d , foram obtidos a partir do formato das curvas experimentais obtidas por Oliveira (2014). Para as curvas de Castro (2015) adotou-se os mesmos valores obtidos para Oliveira (2014).

Tabela 5-2- Parâmetros de entrada para curva tensão versus deformação, Oliveira (2014).

Oliveira (2014)									
Blocos*					Argamassa				
F_{bm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	α_d	ϵ_{c1} (‰) ¹	ϵ_{cu} (‰)	F_a (MPa)	E_a (MPa)	α_d	ϵ_{c1} (‰) ¹	ϵ_{cu} (‰)
18,64	18115	2,3	2,24	30	3,52	6796,7	0,4	1,883	10

* As propriedades dos blocos são relativas a área líquida

¹ o valor da deformação específica na carga de pico foi determinado a partir da curva tensão versus deformação obtida experimentalmente

Tabela 5-3- Parâmetros de entrada para curva tensão versus deformação, Castro (2015).

Castro (2015)									
Blocos*					Argamassa				
F_{bm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	α_d	ϵ_{c1} (‰) ¹	ϵ_{cu} (‰)	F_a (MPa)	E_a (MPa)	α_d	ϵ_{c1} (‰) ¹	ϵ_{cu} (‰)
35,37	35459,14	2,3	2,3	30	11,80	9293,05	0,4	1,9	30

* As propriedades dos blocos são relativas a área líquida

¹ o valor da deformação específica na carga de pico foi determinada a partir dos valores sugeridos pelo Fib Bulletin 65: Model Code 2012

Após a simulação dos prismas, obtém-se a curva numérica tensão versus deformação, a partir da qual se retiram os parâmetros necessários para calibração da curva analítica tensão versus deformação do material compósito que será utilizado na macromodelagem das paredes. Antes de apresentar os parâmetros das paredes, vale destacar algumas relações que foram utilizadas na transformação dos resultados dos prismas para serem utilizados nas paredes:

Oliveira

Como foram modelados prismas e paredes com argamassamento parcial, tem-se que a resistência à compressão e o módulo de deformação dos prismas podem ser aproveitados para as paredes, desde que multiplicados por um fator de 0,75, ver Tabela 4-19.

Castro

Como foi realizada análise numérica de prismas com argamassamento parcial e os resultados foram extrapolados para paredes com argamassamento total, os resultados de resistência à compressão e o módulo de deformação obtidos para os prismas devem ser corrigidos para um fator de (0,7/0,8), ver Tabela 4-19.

Nas tabelas abaixo, Tabela 5-4 e Tabela 5-5, são apresentados os resultados obtidos na simulação dos prismas e dos parâmetros de entrada para o material a ser utilizado nas simulações das paredes. O valor de α_d foi calibrado em função da curva experimental obtida por Oliveira (2014).

Tabela 5-4- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação das paredes, PSAO.

Oliveira (2014)									
Prismas*					Paredes ¹				
F_{pm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	α_d	ϵ_{cl} (‰)	ϵ_{cu} (‰)	F_k (MPa)	E_{cm} (MPa)	α_d	ϵ_{cl} (‰)	ϵ_{cu} (‰)
9,20	14546,47	-	0,902	-	6,903	10909,85	0,1	0,902	5

* As propriedades dos prismas foram obtidas a partir da modelagem numérica, os valores estão na área líquida

¹ dados de entrada para o material compósito que será utilizado na macromodelagem da parede

Tabela 5-5- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação das paredes, PSAC e PCAC.

Castro (2015)									
Prismas*					Paredes ¹				
F _{pm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	α _d	ε _{cl} (‰) ¹	ε _{cu} (‰)	F _k (MPa)	E _{cm} (MPa)	α _d	ε _{cl} (‰) ¹	ε _{cu} (‰)
17,612	13572,82	-	2,07	-	15,41	11878,26	0,1	2,069	5

* As propriedades dos prismas foram obtidas a partir da modelagem numérica, os valores estão na área líquida
¹ dados de entrada para o material compósito que será utilizado na macromodelagem da parede

5.5.1.3 Comportamento à tração uniaxial em domínio inelástico

Assim como na curva de compressão, deve-se indicar o comportamento à tração do material. Dessa forma, é preciso fornecer a curva tensão versus deformação à tração, sendo também composta de uma parcela elástica e outra inelástica (Figura 5-16). A fase elástica é dada pela relação entre o módulo de elasticidade inicial e a deformação, enquanto a fase inelástica, que ocorre após o pico, é dada pela equação 5.7, proposta por Guo (2014).

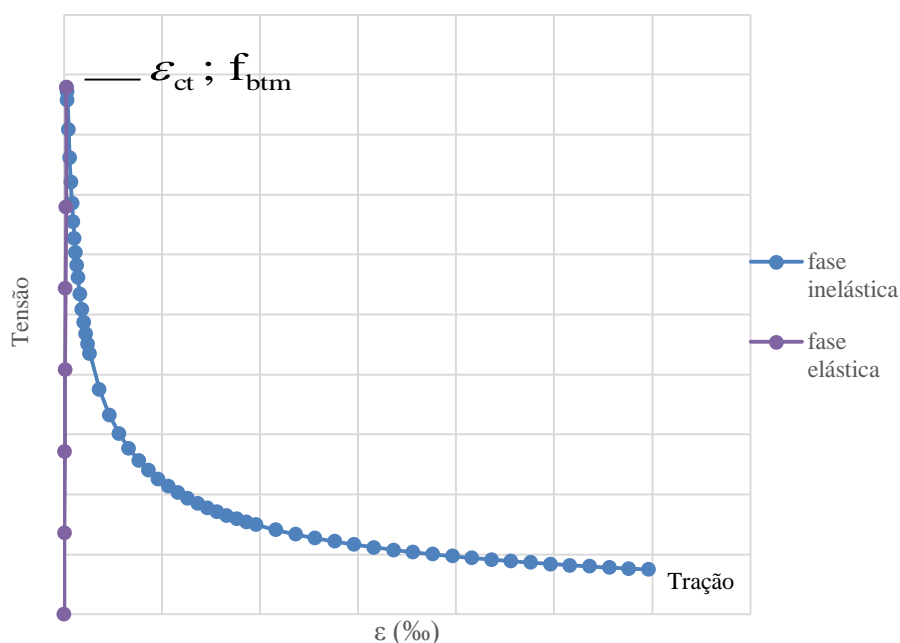


Figura 5-16- Comportamento à tração, curva genérica.

As formulações que compõem cada trecho são dadas por:

- 1º trecho elástico

$$f_{btm} = E_{cm} \cdot \varepsilon \quad (5.6)$$

- 2º trecho inelástico

$$\sigma_t = f_{btm} \frac{x}{\alpha_t [x-1]^{1,7} + x} \quad (5.7)$$

Onde:

- $\alpha_t = 0,312 f_{btm}$;
- $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ct}}$;
- $\varepsilon_{ct} = \frac{f_{btm}}{E_{cm}}$;
- E_{cm} corresponde ao módulo de elasticidade tangente inicial;
- f_{bm} corresponde à resistência à tração do material.

Para concreto, a norma NBR 6118:2014, da ABNT, estima a resistência à tração como sendo $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$. No entanto, como não existe nenhuma especificação quanto à resistência à tração para blocos e argamassas, foi adotado que a resistência à tração é dada por:

$$f_{btm} = 0,3 \cdot (f_{bm})^{2/3} \quad (5.8)$$

Assim como na compressão, deve-se fornecer a parcela relativa à deformação inelástica da curva tensão versus deformação para fins de modelagem no ABAQUS. Para isto, subtrai-se da deformação total a parcela relativa a deformação elástica, conforme indicado na equação 5.5.

$$\varepsilon_{inel} = \varepsilon - \frac{\sigma_t}{E}$$

O aspecto final da curva é indicado na Figura 5-17.

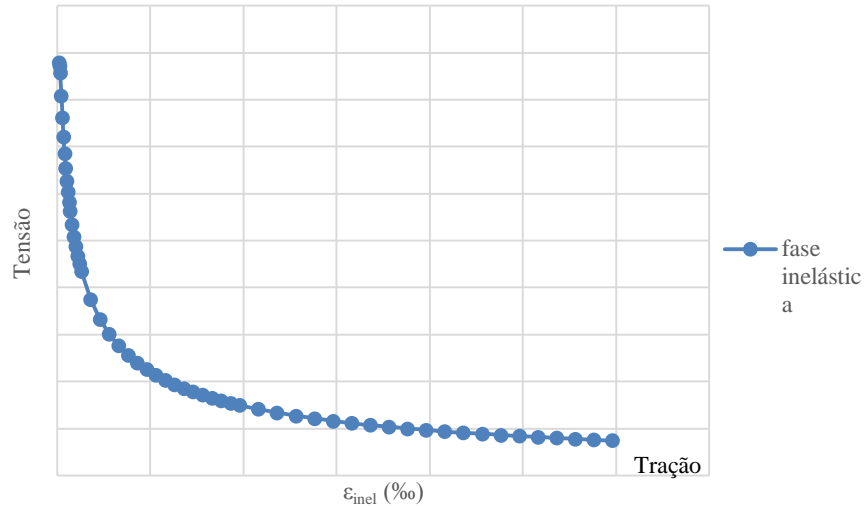


Figura 5-17- Curva tensão versus deformação inelástica, curva genérica.

Os parâmetros de entrada são decorrentes das equações anteriores, sendo apresentados nas tabelas seguintes. Na utilização dos resultados obtidos para os prismas, que serviram de base aos modelos das paredes, foram utilizados os mesmos fatores da compressão.

Tabela 5-6- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração, Oliveira(2014).

Oliveira (2014)							
Blocos*				Argamassa			
F _{btm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	ε _{ct1} (‰)	ε _{cu} (‰)	F _{at} (MPa)	E _{cm} (MPa)	ε _{ct1} (‰)	ε _{cu} (‰)
2,11	18115,1	0,1164	0,9	0,7	6796,7	0,1021	0,9

* As propriedades dos blocos são relativas a área líquida

Tabela 5-7- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração, Castro (2015).

Castro (2015)							
Blocos*				Argamassa			
F _{btm} (MPa)	E _{cm} (MPa)	ε _{ct1} (‰)	ε _{cu} (‰)	F _{at} (MPa)	E _{cm} (MPa)	ε _{ct1} (‰)	ε _{cu} (‰)
3,23	35459,14	0,0912	0,9	1,97	9293	0,2	0,9

* As propriedades dos blocos são relativas a área líquida

Tabela 5-8- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração das paredes, Oliveira(2014).

Oliveira (2014)							
Prismas*				Paredes ¹			
F_{ptm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	ϵ_{ct1} (‰)	ϵ_{cu} (‰)	F_k (MPa)	E_{cm} (MPa)	ϵ_{ct1} (‰)	ϵ_{cu} (‰)
1,32	14546,47	-	-	1,088	10909,85	0,0997	0,5

* As propriedades dos prismas foram obtidas a partir da modelagem numérica, os valores estão na área líquida
¹ dados de entrada para o material compósito que será utilizado na macromodelagem da parede

Tabela 5-9- Parâmetros de entrada para a curva tensão versus deformação à tração das paredes, Castro (2015).

Castro (2015)							
Prismas*				Paredes ¹			
F_{ptm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	ϵ_{ct1} (‰)	ϵ_{cu} (‰)	F_k (MPa)	E_{cm} (MPa)	ϵ_{ct1} (‰)	ϵ_{cu} (‰)
2,03	13575,16	-	-	1,86	11878,26	0,1564	0,5

* As propriedades dos prismas foram obtidas a partir da modelagem numérica, os valores estão na área líquida
¹ dados de entrada para o material compósito que será utilizado na macromodelagem da parede

5.5.1.4 Comportamento à tração uniaxial em domínio inelástico

Quando a tensão no material ultrapassa a fase elástica, ocorre degradação da rigidez em função das deformações plásticas que surgem. Esta degradação pode ser determinada descarregando o material e verificando a inclinação do módulo secante no ponto em que foi descarregado, comparado com a elasticidade inicial.

Como simplificação é admitido que este comportamento ocorre apenas no ramo pós-pico da curva tensão versus deformação, Figura 5-18.

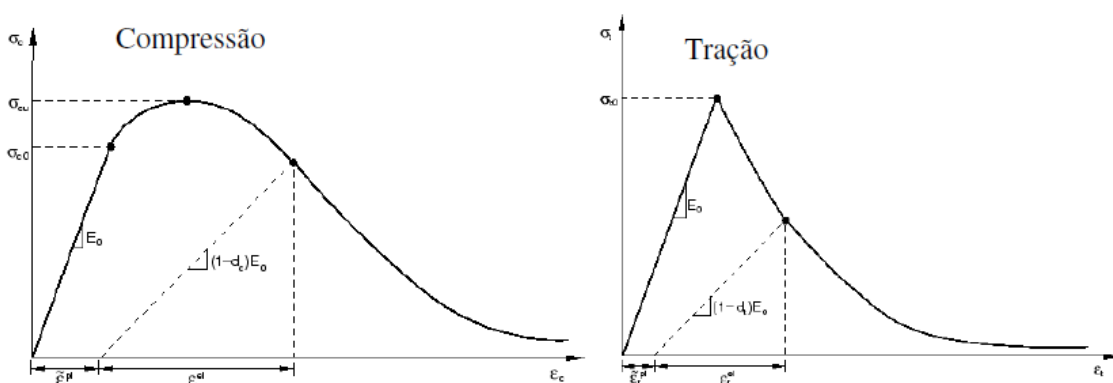


Figura 5-18- Degradação da rigidez (SIMULIA, 2012).

Fonte: Simulia (2012).

Exemplificando, observe a Figura 5-18, devido ao dano sofrido pelo material, a fase de descarregamento descreve no diagrama tensão versus deformação, uma reta (tracejada) com inclinação inferior àquela obtida no início do carregamento. Esta nova inclinação representa a rigidez degradada do material, ou seja, a rigidez inicial que o material apresentará caso sofra um segundo ciclo de carga (Aguiar, 2015).

A redução da inclinação é governada por duas variáveis independentes, d_c (dano à compressão uniaxial) e d_t (dano à tração uniaxial). Essas variáveis assumem valores de zero (0), para material não danificado, até um (1), para material 100% danificado. Segundo Cardoso (2014), estas variáveis podem ser definidas através das seguintes equações:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{bm}} \quad (5.9)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (5.10)$$

5.5.1.5 Parâmetros do modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity

Para calibração do modelo constitutivo, é necessário fornecer ao ABAQUS outros parâmetros, além dos já apresentados. Esses parâmetros permitem a expansão das equações de comportamento dos materiais em estado uniaxial para o estado multiaxial (Aguiar, 2015).

Os parâmetros a serem definidos são:

- K_c : parâmetro que modifica a equação de Drucker-Prager, proposto por Lubliner et al. (1989). Segundo Chen & Andrawes (2012), K_c é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. Na Figura 5-19 é mostrado como este parâmetro influi na forma da superfície de escoamento. O manual do ABAQUS (SIMULIA, 2012) recomenda que o valor de K_c seja igual a 2/3 para materiais frágeis.

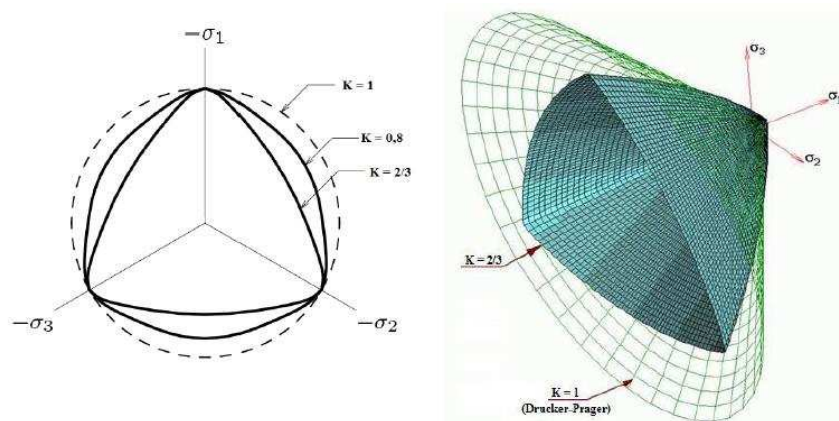


Figura 5-19- Influência do parâmetro K_c sobre a forma da superfície de escoamento.
 Fonte: Cardoso (2014).

- σ_{b0}/σ_{c0} : parâmetro que descreve a razão entre as tensões de escoamento no estado biaxial e uniaxial. O ensaio mais realista para determinação deste valor foi realizado por Kupfer (1969). O ABAQUS (SIMULIA, 2012) especifica como default o valor de 1,16. Na Figura 5-20 e na Figura 5-21 pode-se observar σ_{b0} e σ_{c0} para compreender graficamente a função deste parâmetro.

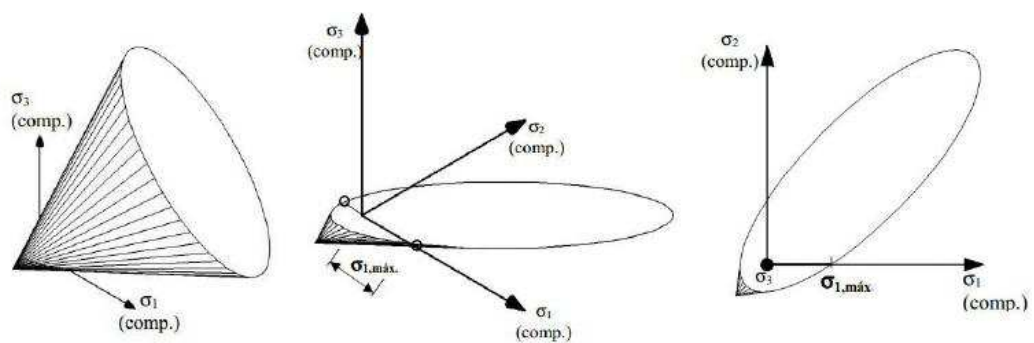


Figura 5-20- Elucidação do plano biaxial de tensões (σ_1, σ_2), superfície de escoamento de Drucker-Prager.
 Fonte: Cardoso (2014).

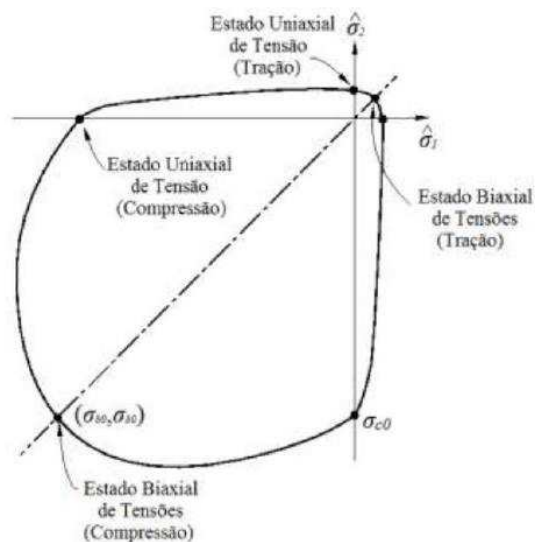


Figura 5-21- Representação gráfica da relação entre σ_{b0} e σ_{c0} , Simulia (2012).

Fonte: Simulia (2012).

- Ângulo de dilatância (ψ): segundo Cardoso (2014) esse parâmetro está relacionado à inclinação que o potencial plástico alcança para altas-tensões de confinamento. Para valores baixos de (ψ), o material apresentará comportamento frágil, e para valores mais elevados apresentará comportamento dúctil. Fisicamente, Kmiecik e Kaminski (2011) definem o ângulo de dilatância como sendo o ângulo de atrito interno do concreto e ainda recomendam a adoção de $\psi = 36^\circ$.
- Parâmetro de viscosidade (μ): parâmetro cuja função é facilitar o processo de convergência dos modelos numéricos, regularizando as equações constitutivas usando viscoplasticidade. Ele permite que as tensões atinjam valores externos à superfície de escoamento. Deve-se ter cautela na escolha do parâmetro, uma vez que valores muito altos de viscosidade conduzem a resultados incoerentes. Neste trabalho foi adotado o valor de $\mu = 10^{-6}$, com base em um estudo preliminar em que se procurou o menor valor de viscoplasticidade, visando a facilitação do processo de convergência sem afetar os resultados.
- Parâmetro de excentricidade ρ : de acordo com a teoria de Drucker Prager, a superfície de escoamento no plano dos meridianos apresenta a forma de uma

reta. No entanto, ensaios experimentais indicam que a superfície de escoamento assume a forma de uma hipérbole próximo do encontro com o eixo hidrostático. Ela pode ser determinada como a distância, medida no eixo hidrostático, entre o vértice da hipérbole e a interseção da assíntota desta hipérbole com o eixo hidrostático. Segundo Jankowiak et al. (2005), ρ pode ser calculado como a taxa entre a tensão de tração e a tensão de compressão. Alguns autores recomendam a adoção de $\rho = 0,1$ (forma de uma hipérbole) enquanto outros recomendam $\rho = 0$ (forma de uma reta, critério de Drucker-Prager). Neste trabalho adotou-se $\rho = 0$.

5.6 Propriedades de Interface

Uma vez criadas as partes que constituem o modelo numérico, torna-se necessário definir a interação entre elas. Isso foi feito utilizando-se o módulo Interactions do ABAQUS. Uma das opções de contato entre duas superfícies, encontradas neste módulo, chama-se surface-to-surface contact, a partir da qual foram definidas quatro propriedades de contato, sendo elas: Hard, Tangencial Behavior, Coesive Behavior, Damage.

O contato do tipo Hard possui como propriedade a capacidade de impedir que uma superfície penetre na outra e, permitindo, ao mesmo tempo, que haja uma separação entre elas após o contato.

O contato do tipo Tangencial Behavior serve para reproduzir o atrito que ocorre na ligação entre os materiais, sendo definido pelo coeficiente de atrito estático ϕ . Ele obedece à lei Coulomb, onde se aumenta a resistência ao cisalhamento em função do aumento da tensão de compressão. Duas características neste tipo de contato devem ser levadas em consideração: a primeira, é que a parcela relativa à coesão é desprezada, e a segunda, a possibilidade de estabelecer uma tensão cisalhante crítica $\tau_{\text{máx}}$, de modo que, independente da magnitude da tensão normal, ocorrerá deslizamento entre as superfícies sem aumento da resistência ao cisalhamento, quando a tensão cisalhante alcançar este valor crítico, demonstrado na Figura 5-22.

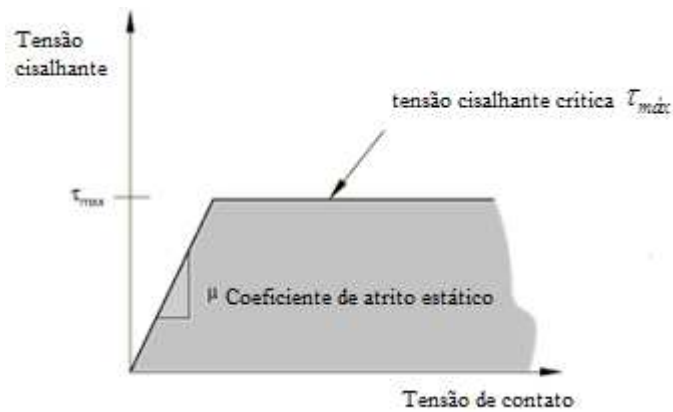


Figura 5-22- Tangencial Behavior, SIMULIA (2012).
 Fonte: Simulia (2012).

O contato do tipo Coesive Behavior funciona como um tipo de borracha de espessura igual a zero, na qual é possível especificar a rigidez normal K_{nn} e tangencial K_{ss}, K_{tt} da interface. Pode-se ainda atribuir a este tipo de contato uma degradação de rigidez da interface, denominado Damage. Para que se comece a degradar a rigidez, é necessário o estabelecimento de um critério de inicialização e um critério de evolução da degradação. O critério escolhido para inicialização foi o Maximum stress criterion, o qual considera que a degradação começa quando a combinação, demonstrada na equação 5.11, atinge valor unitário.

$$\max\left(\frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0}\right) = 1 \quad (5.11)$$

Onde:

- t_n corresponde à tensão normal e t_s, t_t às tensões cisalhantes nas duas direções no plano da interface;
- t_n^0 corresponde à tensão normal máxima que ocorreria se a separação ocorresse apenas devido à tensão normal (este valor deve ser fornecido);
- t_s^0, t_t^0 correspondem às tensões cisalhantes máximas nas duas direções, que ocorreriam se a separação entre as duas superfícies se desse apenas devido à tensão cisalhante (estes valores devem ser fornecidos).

O critério escolhido para representar a evolução da degradação foi o Exponential damage evolution, a qual representa a evolução do dano segundo uma curva exponencial. Para esta propriedade é necessário fornecer apenas a energia de fratura da interface.

- Prismas

Para os prismas foram utilizadas as seguintes propriedades de contato: Hard, Tangencial Behavior, Coesive Behavior e Damage.

Na Tabela 5-10 e na Tabela 5-11 são mostrados os parâmetros adotados para as interfaces utilizados na modelagem dos prismas. Os valores obtidos são decorrentes dos resultados experimentais apresentados no capítulo 4. Alguns resultados obtidos por Oliveira (2014) foram adotados para Castro (2015).

Tabela 5-10- Parâmetros adotados para as interfaces nos prismas, Oliveira (2014).

Oliveira (2014) - Propriedades de interface									
Tangencial Behavior		Coesive Behavior- N/m			Damage Initiation - MPa			Damage Evolution	
ϕ	$\tau_{m\dot{\omega}}$ (MPa)	K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n°	t_s°	t_t°	E_f (Nm)	
0,5	10,5	5000	$2,1 \cdot 10^6$	$2,1 \cdot 10^6$	0,91	0,23	0,23	50	

Tabela 5-11- Parâmetros adotados para as interfaces nos prismas, Castro (2015).

Castro (2015) - Propriedades de interface									
Tangencial Behavior		Coesive Behavior- N/m			Damage Initiation - MPa			Damage Evolution	
ϕ	$\tau_{m\dot{\omega}}$ (MPa)	K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n°	t_s°	t_t°	E_f (Nm)	
0,5	10,5	5000	$2,1 \cdot 10^6$	$2,1 \cdot 10^6$	1,47	0,23	0,23	50	

Na Figura 5-23ab e na Figura 5-24ab, são mostradas as localizações das interfaces nos modelos de prisma. As posições das interfaces foram definidas a partir dos resultados experimentais e correspondem àquelas onde ocorreram as fissuras nesses ensaios.

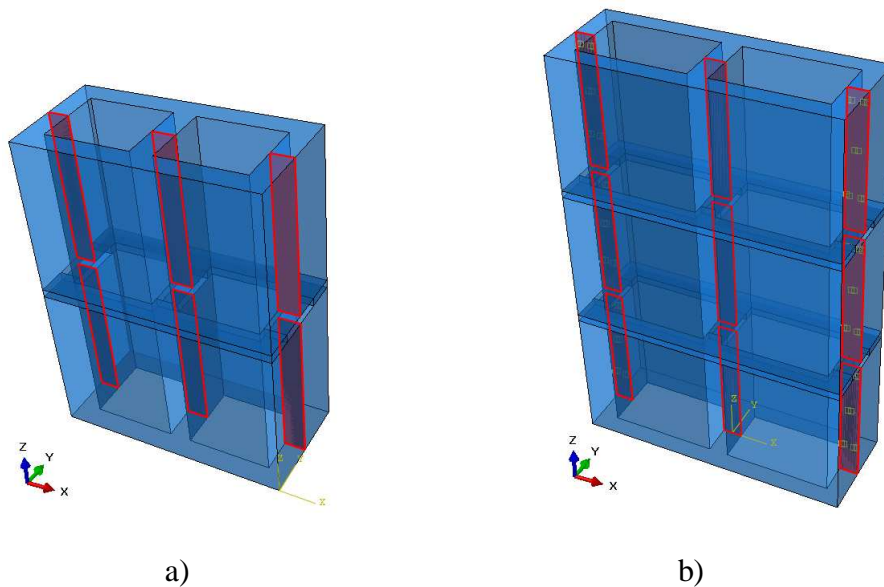


Figura 5-23- Localização das interfaces com Coesive Behavior.

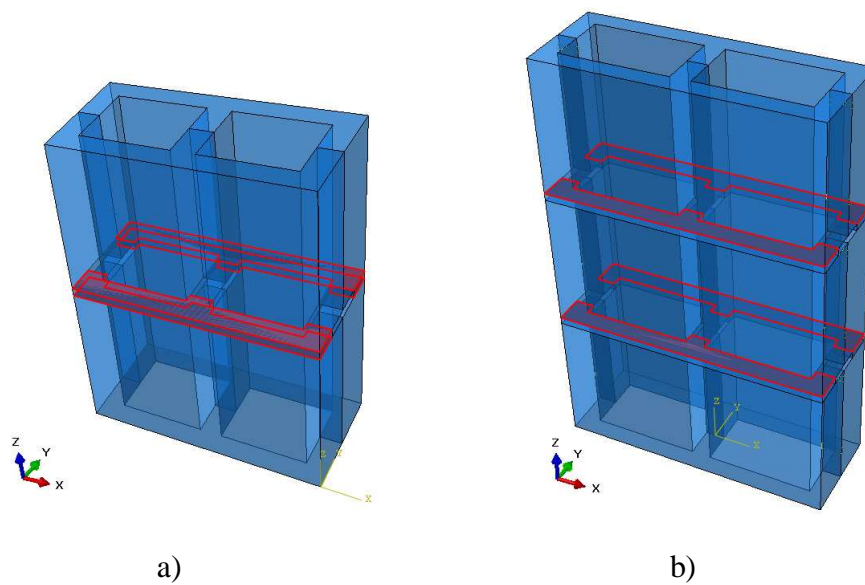


Figura 5-24- Localização das interfaces com Tangential Behavior e Hard contact.

- Paredes

Para as paredes foram utilizadas as seguintes propriedades de contato: Hard Contact, Coesive Behavior e Damage.

Na Tabela 5-12 e na Tabela 5-13 são mostrados os parâmetros adotados para as interfaces utilizados na modelagem das paredes.

Tabela 5-12- Parâmetros adotados para as interfaces nas paredes, Oliveira (2014).

Oliveira (2014) - Propriedades de interface						
Coesive Behavior- N/m			Damage Initiation - MPa			Damage Evolution
K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n°	t_s°	t_t°	E_f (Nm)
2 e10	2 e10	2e10	0,91	0,72	0,72	450

Tabela 5-13- Parâmetros adotados para as interfaces nas paredes, Castro (2015).

Castro (2015) - Propriedades de interface						
Coesive Behavior- N/m			Damage Initiation - MPa			Damage Evolution
K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	t_n°	t_s°	t_t°	E_f (Nm)
2 e10	2 e10	2e10	1,47	0,90	0,90	500

O valor da tensão normal do Damage Initiation, para as paredes de Oliveira (2014), foi obtido através do ensaio experimental, enquanto para as paredes de Castro (2015) este valor foi considerado como sendo 5% da resistência à compressão do bloco na área líquida. Os valores para as tensões cisalhantes resistentes e atuantes foram determinados considerando os resultados da Tabela 4-8 e Tabela 4-7.

Na Figura 5-25 e na Figura 5-26 são mostradas as localizações das interfaces nos modelos das paredes. As posições para as interfaces foram definidas de acordo com os resultados obtidos experimentalmente, sendo escolhidas aquelas onde havia grande possibilidade de ocorrência de fissuração.

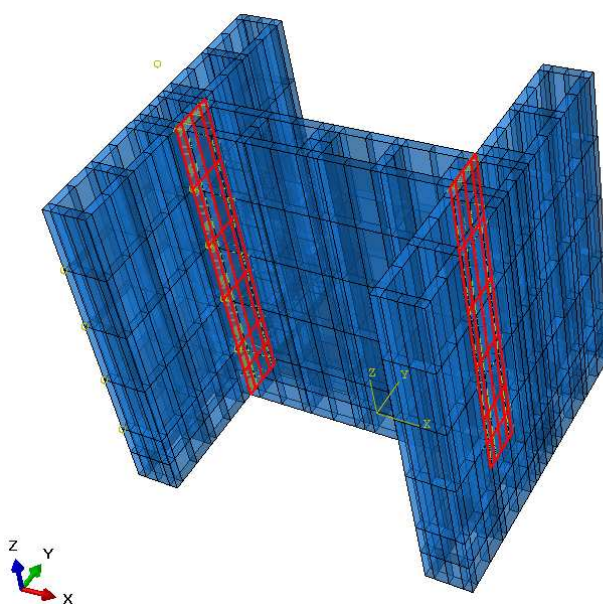


Figura 5-25- Localização das interfaces com Coesive Behavior, Oliveira (2014).



Figura 5-26- Localização das interfaces com Coesive Behavior, Castro (2015).

5.7 Condições de contorno

Para se reproduzir as condições dos ensaios experimentais nos modelos numéricos, foi necessário criar as seguintes condições de contorno, definidas de acordo com a Figura 5-27 a, b e c:

Bloco

- Restrição ao movimento de translação em z na base, Figura 5-27a;
- impedimento do ponto indicado, de se deslocar em x, Figura 5-27b;
- impedimento dos pontos indicados de se deslocarem em y (simetria), Figura 5-27c;

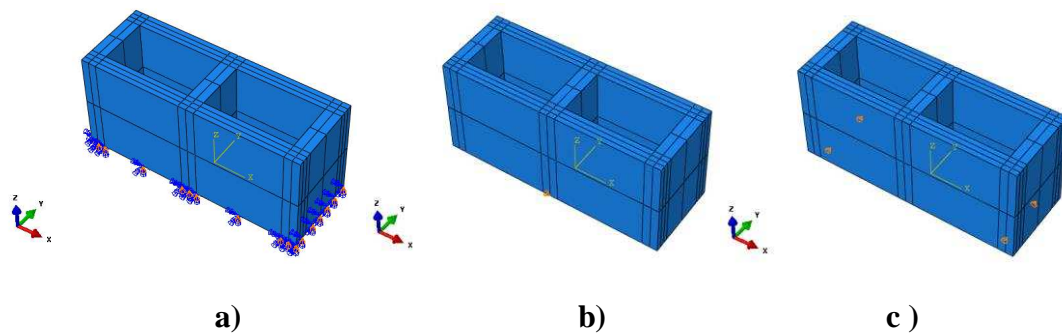


Figura 5-27- Condição de contorno nos blocos.

Prisma

Os prismas de dois e três blocos tiveram as mesmas condições de contorno, também definidas de acordo com a Figura 5-28 a, b e c, sendo: a) restrição à translação em z, na base do bloco inferior, Figura 5-28a; b) restrição de deslocamento em x tanto no bloco (1), quanto na argamassa (2), Figura 5-28; c) restrição de deslocamento em y tanto no bloco (1) (a restrição indicada é imposta a todos os três blocos) quanto na argamassa (2), Figura 5-29.

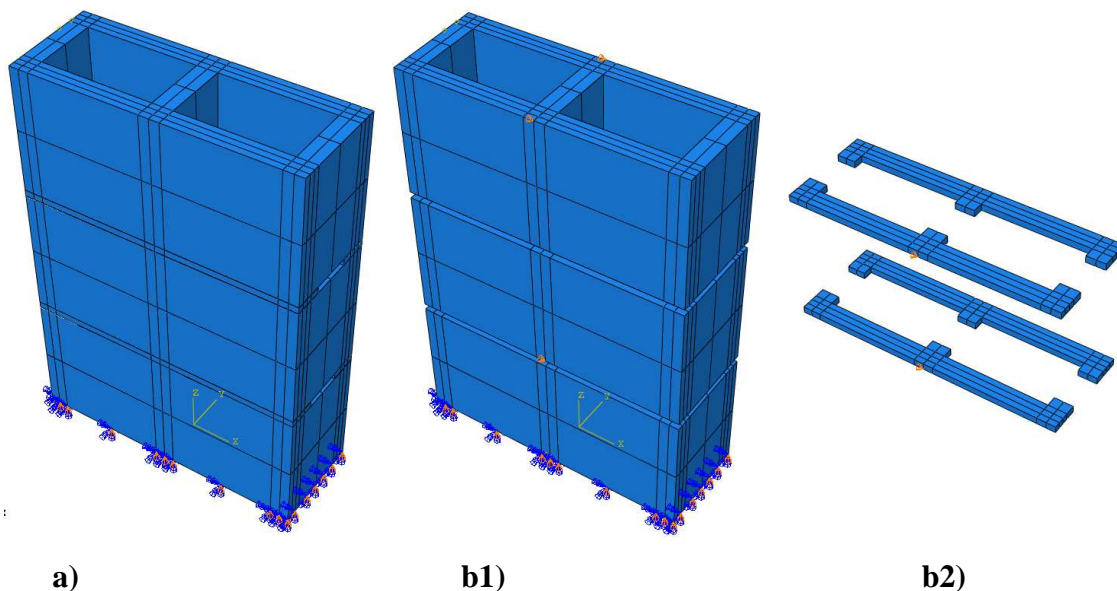


Figura 5-28- Condições de contorno dos prismas.

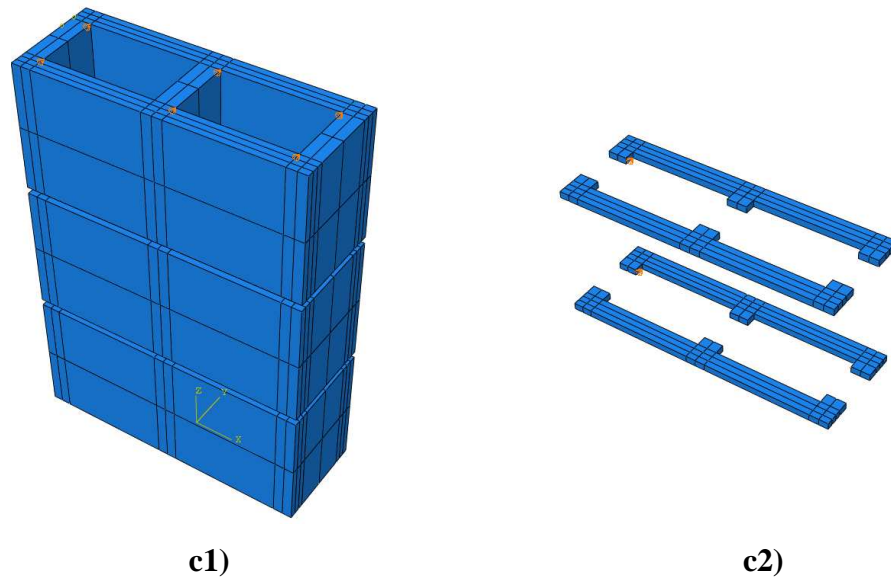
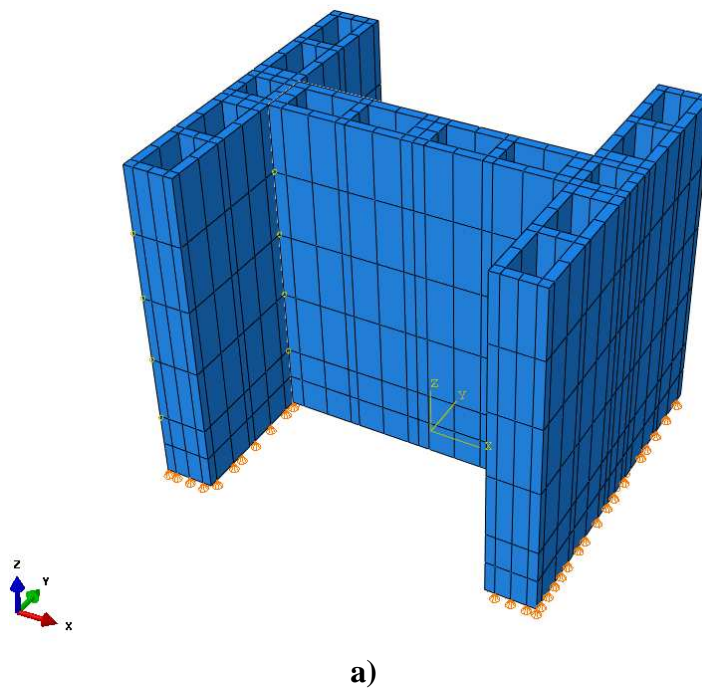
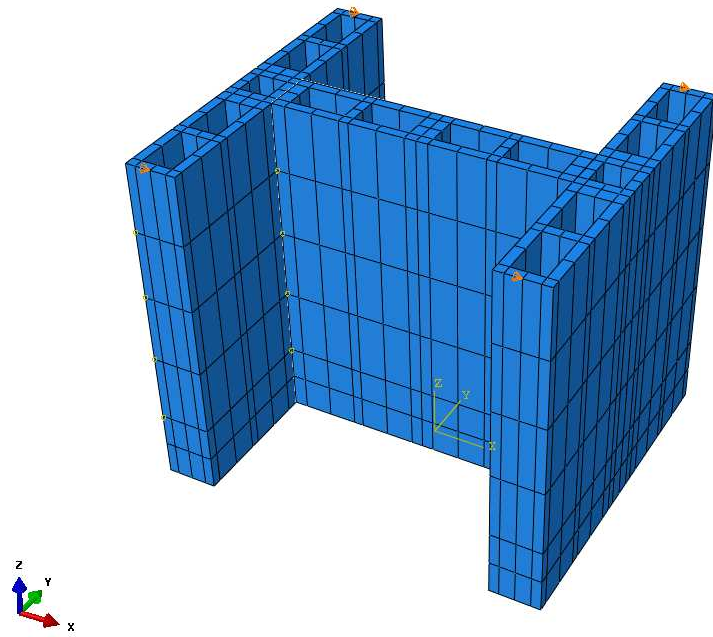


Figura 5-29- Continuação das condições de contorno dos prismas.

Parede

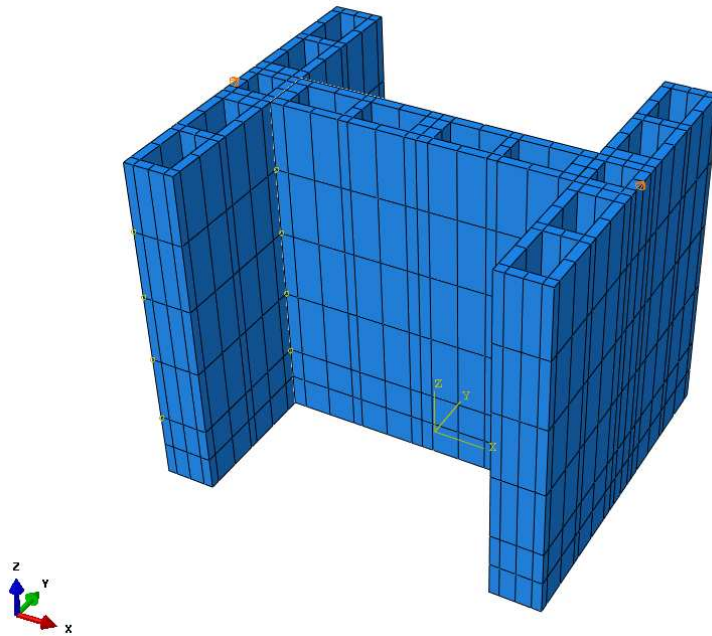
As paredes sem apoio central de Oliveira (2014) e Castro (2015) tiveram as mesmas condições de contorno, sendo: a) restrição à translação em z, nos flanges, Figura 5-30; b) restrição de deslocamento em x, Figura 5-30; c) restrição de deslocamento em y, Figura 5-31.





b)

Figura 5-30- Condição de contorno para as paredes, exemplo Oliveira (2014).



c)

Figura 5-31- Continuação condições de contorno para as paredes, exemplo Oliveira (2014).

Para as paredes com apoio central ensaiadas por Castro (2015), aplicou-se uma restrição ao deslocamento em z na base da parte central. As condições contorno nas direções de y e x permaneceram iguais às atribuídas a Oliveira (2014).

5.8 Carregamento

O carregamento imposto nos blocos, prismas e paredes foi do tipo deslocamento prescrito. Assim, todos os nós da superfície carregada estavam sujeitos a um movimento de corpo rígido. A única ressalva diz respeito ao modo de carregamento imposto nas paredes ensaiadas por Oliveira (2014), uma vez que este modelo é composto de uma carga de pré-compressão aplicada nos flanges de 90 kN, além do carregamento aplicado na parede central. Deste modo, para este modelo, aplicou-se uma força de 45 kN em cada flange (que foi desconsiderada na determinação da carga máxima) e posteriormente foi aplicado o deslocamento prescrito na parede central. A seguir, é indicado o modo de carregamento de cada modelo, bem como o deslocamento prescrito aplicado. O método de análise para os modelos foi o Static General, Newton-Raphson.

Bloco

O deslocamento prescrito aplicado na superfície do bloco, tanto para a modelagem dos ensaios de Oliveira (2014) quanto para os de Castro (2015), foi de 1,0 cm com incrementos de 0,2 mm, Figura 5-32.

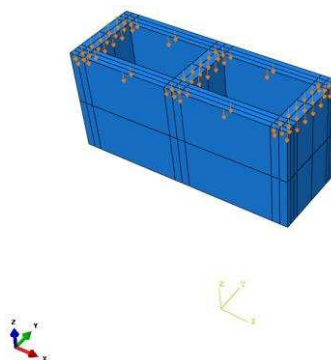


Figura 5-32- Bloco 14x39x19 cm, ensaiado por Oliveira (2014).

Prisma

Para os prismas de ambos os autores foi imposto um deslocamento prescrito de 1,0 cm com incrementos máximos de 0,01 mm, conforme apresentado na Figura 5-33.

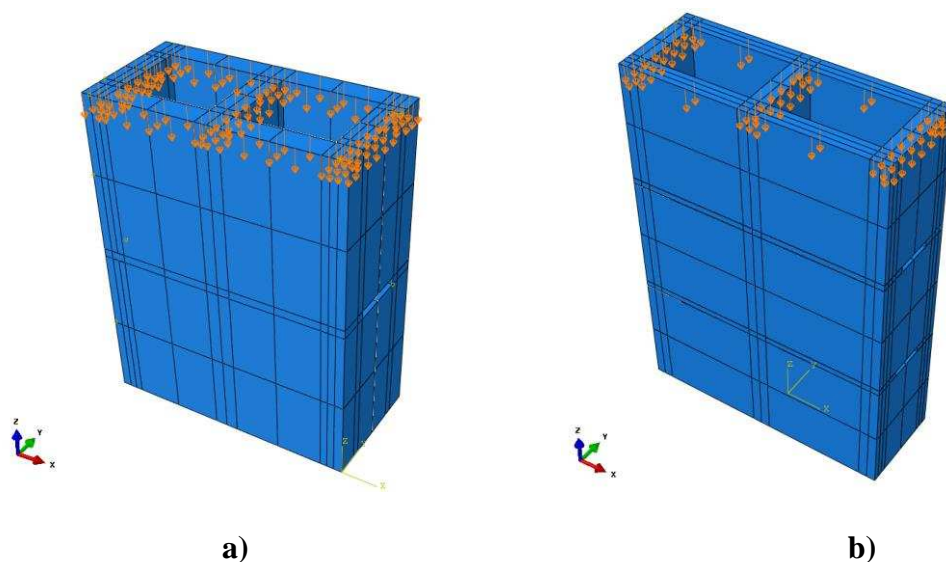


Figura 5-33- a) Prisma Castro (2015) e Prisma Oliveira (2014).

Parede

Para as paredes sem apoio central, de ambos os autores, foi imposto um deslocamento prescrito no topo da parede central de 1 cm, com incrementos máximos de 0,01 mm (Figura 5-35). No modelo que representa a parede ensaiada por Oliveira (2014), foi imposta ainda uma força de pré-compressão de 45 kN em cada flange (Figura 5-34).

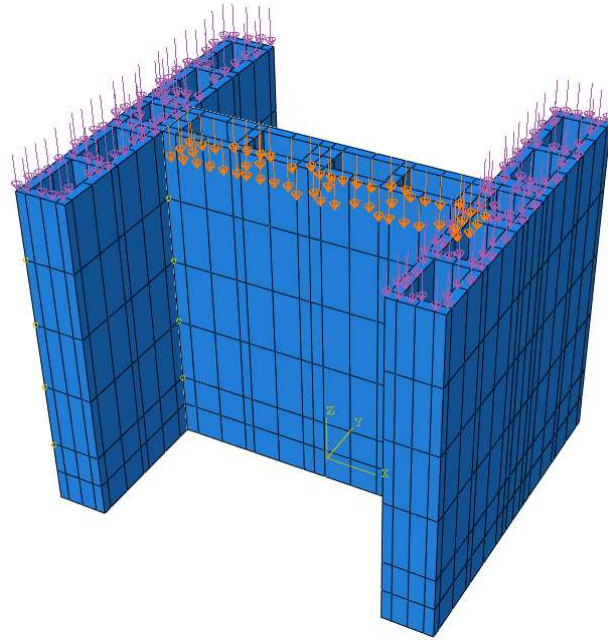


Figura 5-34- Parede sem apoio central, Oliveira (2014).

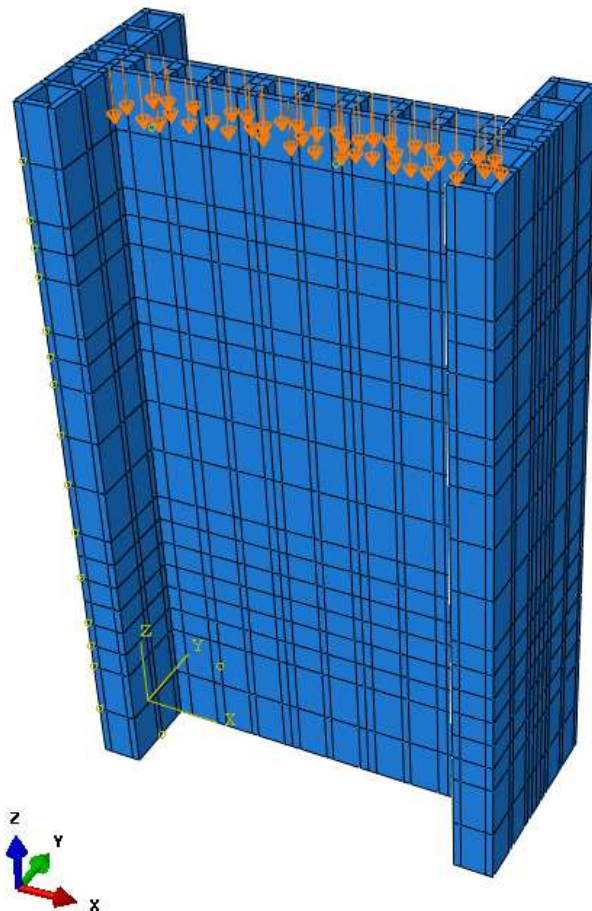


Figura 5-35- Parede sem apoio central, Castro (2015).

Para a parede com apoio central de Castro (2015), foi imposto um deslocamento prescrito de 1 cm, com incrementos máximos de 0,01 mm.

6

RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir das modelagens numéricas, comparando-os com os resultados obtidos experimentalmente, apresentados no capítulo 4. Uma vez validados os modelos numéricos, para cada caso, serão discutidos os possíveis modos de ruptura.

Vale ressaltar que ao longo deste capítulo será utilizada a convenção apresentada na Tabela 5-1, do capítulo 5, transcrita na Tabela 6-1.

Tabela 6-1- Convenção dos modelos numéricos.

Modelos Experimentais	Modelos Numéricos	Identificação
Oliveira (2014)	Bloco	BO
	Prisma com Argamassamento parcial	PO
	Parede sem apoio	PSAO
Castro (2015)	Bloco	BC
	Prisma com Argamassamento parcial	PC
	Parede sem apoio	PSAC
	Parede com apoio	PCAC

6.1 Resultados numéricos para os blocos

A seguir serão apresentados os resultados obtidos numericamente para os blocos ensaiados por Oliveira (2014) e Castro (2015).

6.1.1 Blocos ensaiados por Oliveira (2014)

Na Figura 6-1 são apresentadas as curvas tensão versus deformação, obtidas numericamente (neste trabalho) e experimentalmente por Oliveira (2014), note que as tensões estão dadas em relação à área bruta (σ_{ab}). Na Tabela 6-2 são comparados os valores de resistência à compressão máxima e módulo de deformação obtidos entre 0,5 MPa e 33% da tensão de ruptura.

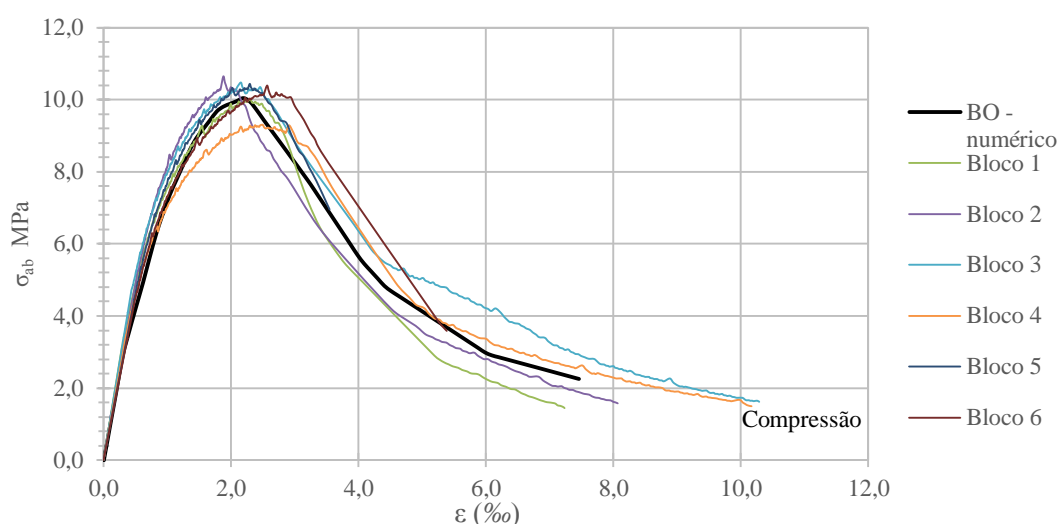


Figura 6-1- Curvas tensão versus deformação, blocos de concreto ensaiados por Oliveira (2014) e resultado numérico obtido neste trabalho.

Tabela 6-2- Comparação entre resultados experimentais e numéricos, BO.

Comparação entre resultados experimentais Oliveira (2014) * e numéricos obtidos neste trabalho		
ID	Resistência à compressão dos blocos (MPa)**	Módulo de Deformação (GPa)**
BO - Experimental	10,21	9,92
BO - Numérico	10,04	9,80
Diferença %	- 2%	- 1%

* Os resultados experimentais foram apresentados detalhadamente no capítulo 4
 ** Resultados dados em relação a área bruta
 ***Em relação ao resultado experimental

Com os resultados apresentados na Tabela 6-2, observou-se que o modelo numérico do bloco é capaz de fornecer resultados bem próximos aos alcançados experimentalmente. Na Figura 6-2 e na Figura 6-3 são apresentadas as distribuições de tensões principais máximas e mínimas no bloco (na área líquida) no instante correspondente à carga máxima, facilitando assim a identificação do possível modo de ruptura, podendo-se estabelecer uma comparação com o comportamento observado por Oliveira (2014), visto que $A_{liq}/A_{bruta} = 0,547$ (Tabela 4-2).

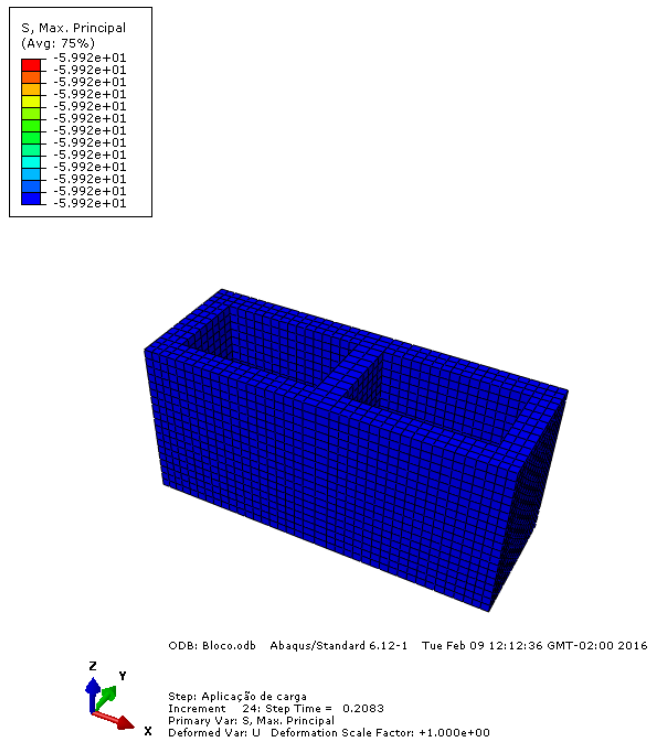


Figura 6-2- Tensão principal máxima Pa, BO.

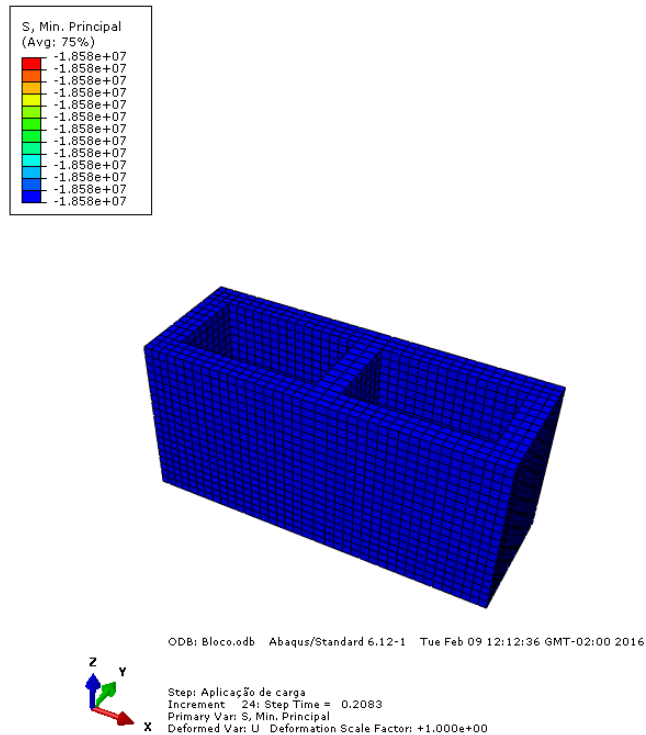


Figura 6-3- Tensão principal mínima Pa, BO.

Com base na Figura 6-2 e na Figura 6-3, é possível afirmar que no instante de ruptura a tensão principal mínima apresentava valores próximos a máxima resistência à compressão do bloco, deste modo, pode-se afirmar que a ruptura se deu por esmagamento, comportamento esperado em função do tipo de ensaio realizado.

De acordo com Oliveira (2014) e Mohamed (1998), foi verificado que, em ensaios à compressão de blocos, a ruptura se dava no formato de tronco cônico. O comportamento foi explicado como sendo resultado de um estado multiaxial de tensões em função da restrição à deformação lateral, gerada pelo confinamento da placa de ensaio. Como no modelo numérico a restrição não foi aplicada, não possível verificar tal comportamento.

6.1.2 Blocos ensaiados por Castro (2015)

Na Figura 6-4 são apresentadas as curvas tensão versus deformação, obtidas numericamente e experimentalmente, em que as tensões estão dadas em relação à área bruta σ_{Ab} . Na Tabela 6-3, são comparados os valores de resistência à compressão máxima e módulo de deformação obtidos entre 0,5 MPa e 33% da tensão de ruptura.

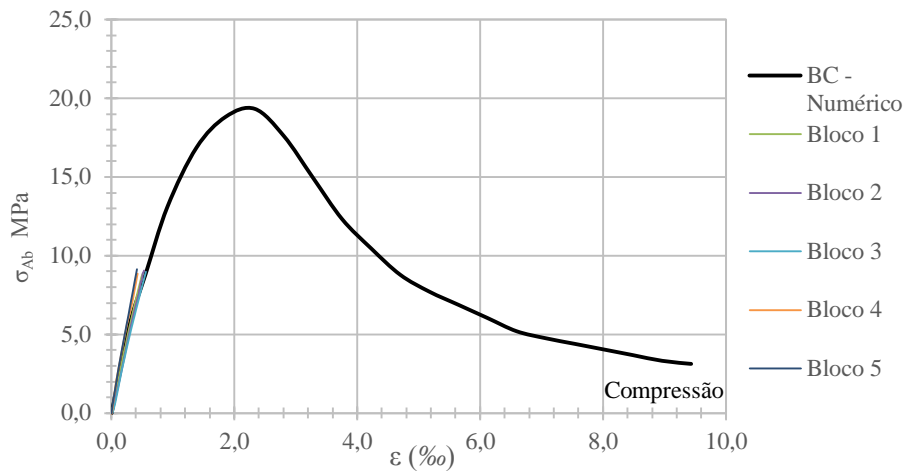


Figura 6-4- Curva tensão versus deformação, blocos ensaiados por Castro (2015) e resultado numérico obtido neste trabalho.

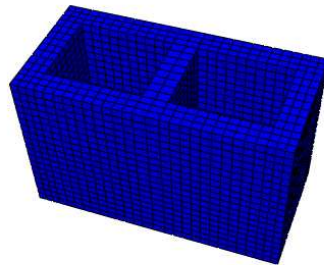
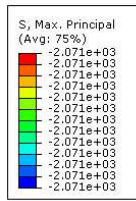
Tabela 6-3- Comparação entre resultados numéricos e experimentais, BC.

Comparação entre resultados experimentais* de Castro (2015) e numérico obtido neste trabalho		
ID	Resistência à compressão dos blocos (MPa)**	Módulo de Elasticidade (GPa)**
BC - Experimental	20,30	20,35
BC - Numérico	19,31	19,00
Diferença %***	- 5%	- 7%

* Os resultados experimentais foram apresentados detalhadamente no capítulo 4
 ** Resultados dados em relação a área bruta
 ***Em relação ao modelo experimental

Com base nos resultados apresentados na Tabela 6-3, observou-se que o modelo numérico do bloco é capaz de fornecer resultados bem próximos aos alcançados experimentalmente por Castro (2015).

Na Figura 6-5 e na Figura 6-6 são apresentadas as distribuições de tensões principais na área líquida do bloco, no instante que correspondente a carga máxima. Assim, pode-se estabelecer uma comparação entre o comportamento numérico e o observado experimentalmente por Castro (2015). A relação entre $A_{liq}/A_{bruta} = 0,574$ (Tabela 4-10).

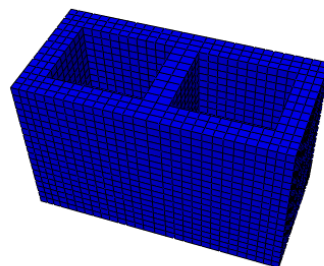
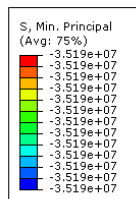


ODB: blocolucas.odb Abaqus/Standard 6.12-1 Tue Feb 09 13:59:42 GMT-02:00 2016



Step: carregamento
 Increment: 7; Step Time = 0.1475
 Primary Var: S, Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

Figura 6-5- Tensão principal máxima Pa, BC.



ODB: blocolucas.odb Abaqus/Standard 6.12-1 Tue Feb 09 13:59:42 GMT-02:00 2016



Step: carregamento
 Increment: 7; Step Time = 0.1475
 Primary Var: S, Min. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

Figura 6-6- Tensão principal mínima Pa, BC.

Com base na Figura 6-5 e na Figura 6-6, é possível afirmar que, no instante de ruptura, a menor tensão principal mínima apresentava valores próximos à máxima resistência à compressão do bloco na área líquida. Deste modo, pode-se afirmar que a ruptura se deu por esmagamento, comportamento esperado em função do tipo de ensaio

realizado. Assim como no resultado numérico alcançado para o bloco, ensaiado por Oliveira (2014), não possível verificar a ruptura do tipo tronco cônica, pelos motivos anteriormente citados.

6.2 Resultados numéricos para os Prismas

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos numericamente para os prismas ensaiados por Oliveira (2014) e Castro (2015).

6.2.1 Prismas ensaiados por Oliveira (2014)

Para atribuição das propriedades dos blocos e argamassas, que foram empregadas na modelagem numérica do prisma, optou-se por utilizar os resultados de caracterização mecânica obtidos experimentalmente, uma vez que são de fácil determinação, podendo, inclusive, eliminar a etapa de modelagem dos blocos.

Na Figura 6-7 são apresentadas as curvas tensão versus deformação, obtidas a partir dos resultados experimentais dos prismas ensaiados por Oliveira (2014) e também obtidas numericamente neste trabalho, em que os valores de tensão estão dados em relação à área bruta. Na Tabela 6-4 é apresentada uma comparação entre os resultados alcançados, relativos à resistência à compressão uniaxial e ao módulo de deformação, determinados entre 0,5 MPa e 33% da carga máxima.

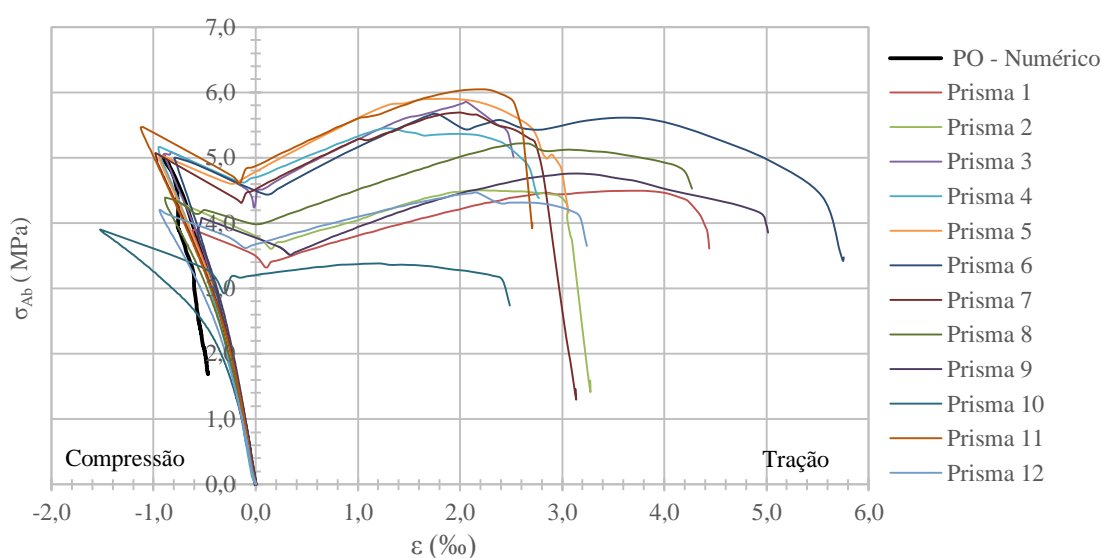


Figura 6-7- Curva tensão versus deformação, prisma ensaiado por Oliveira (2014) e resultado numérico obtido neste trabalho.

Tabela 6-4- Comparação entre resultados experimentais e numéricos, PO.

Comparação entre resultados experimentais* de Oliveira (2014) e numéricos obtido neste trabalho				
ID	Resistência à compressão dos prismas (f_p) MPa**	Módulo de Deformação (GPa)**	Resistência à compressão dos prismas (f_p)***	Módulo de Deformação (GPa)***
PO - Experimental	5,16	8,17	9,42	14,92
PO - Numérico	5,02	7,97	9,17	14,55
Diferença % ¹	- 3%	- 3%	- 3%	- 3%

* Os resultados experimentais foram apresentados detalhadamente no capítulo 4
 ** Resultados dados em relação a área bruta
 *** Resultados dados em relação a área líquida
¹ Em relação ao modelo experimental

Observa-se, pela Tabela 6-4, que o modelo numérico do prisma representou bem o comportamento mecânico obtido experimentalmente, do ponto de vista da carga de ruptura e do módulo de deformação. No entanto, é válido realizar a comparação dos modos de ruptura, a fim de verificar a compatibilidade entre eles. Assim, é apresentado na Figura 6-8 e na Figura 6-9 o estado de tensões principais que estava atuando no instante da carga de ruptura, apenas nos blocos.

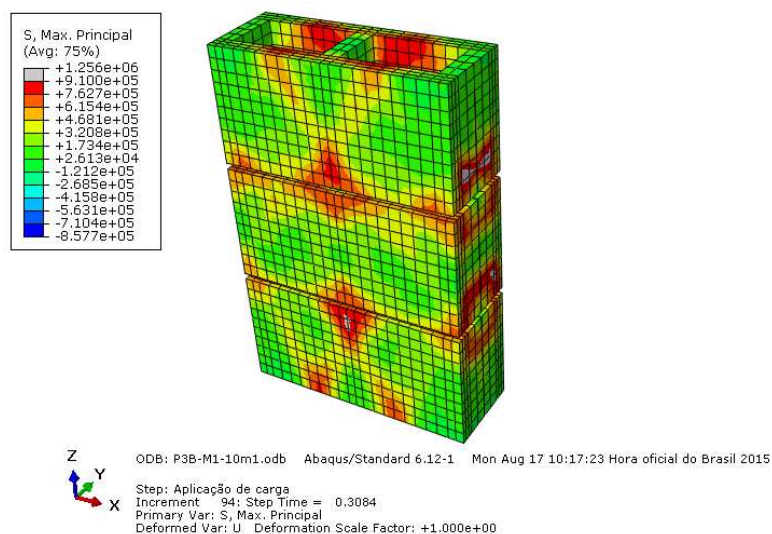


Figura 6-8- Tensão principal máxima obtida numericamente Pa, PO – apenas blocos.

Pode-se observar na Figura 6-8 que, no instante da carga de ruptura, a tensão à tração indireta, obtida experimentalmente para os blocos, já havia sido ultrapassada, comportamento este evidenciado nos flanges laterais, que estavam sujeitos à flexão em função do argamassamento parcial. Tal comportamento também foi evidenciado no ensaio experimental, de acordo com Oliveira (2014), item 4.2.4.1.

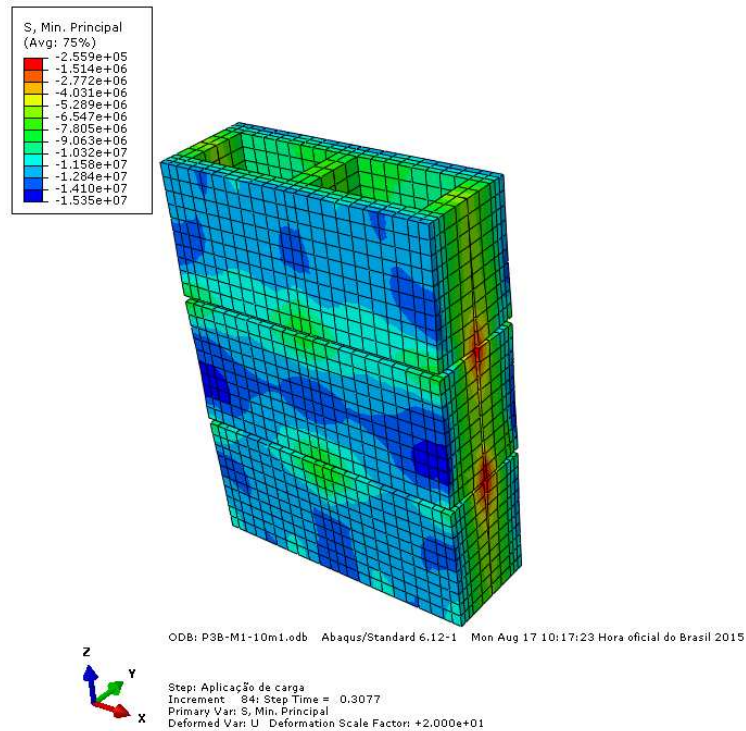


Figura 6-9- Tensão principal mínima obtida numericamente Pa, PO- apenas blocos.

Observando a Figura 6-9 no instante da carga de ruptura, a menor tensão principal mínima atuante nos blocos também já apresentava valores próximos ao obtido no ensaio à compressão uniaxial. Note que a parte mais solicitada dos blocos corresponde às faces longitudinais mais externas, o que indica que o fluxo de carregamento tende a se concentrar nas faces longitudinais. Alguns autores ainda relatam em seus experimentos que, logo após a carga máxima, ocorre intensa fissuração das paredes longitudinais causando o esfacelamento das paredes. Na Figura 6-10 e na Figura 6-11, são apresentados os estados de tensões principais nas juntas de argamassa. Observe que devido ao efeito de confinamento gerado entre o bloco e a argamassa, esta se encontrava totalmente comprimida em suas duas direções.

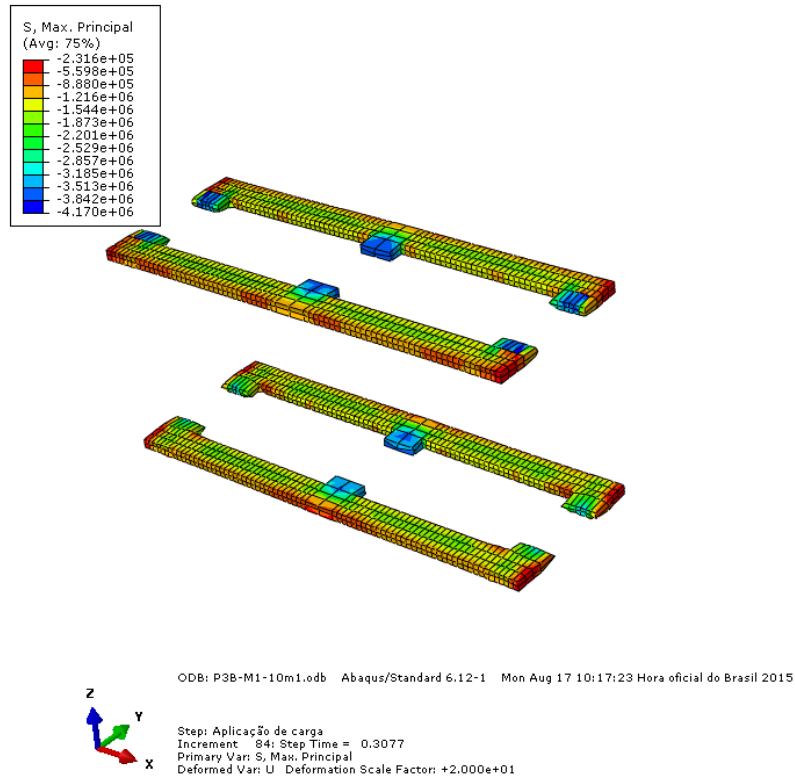


Figura 6-10- Tensões principais máximas Pa, PO – Argamassa.

Pode-se ainda notar pela Figura 6-10 que em alguns pontos a tensão de compressão foi maior que a obtida no ensaio uniaxial. Tal situação é decorrente do efeito do confinamento, uma vez que sob estado triaxial de tensões, como é o caso, a resistência aumenta significativamente.

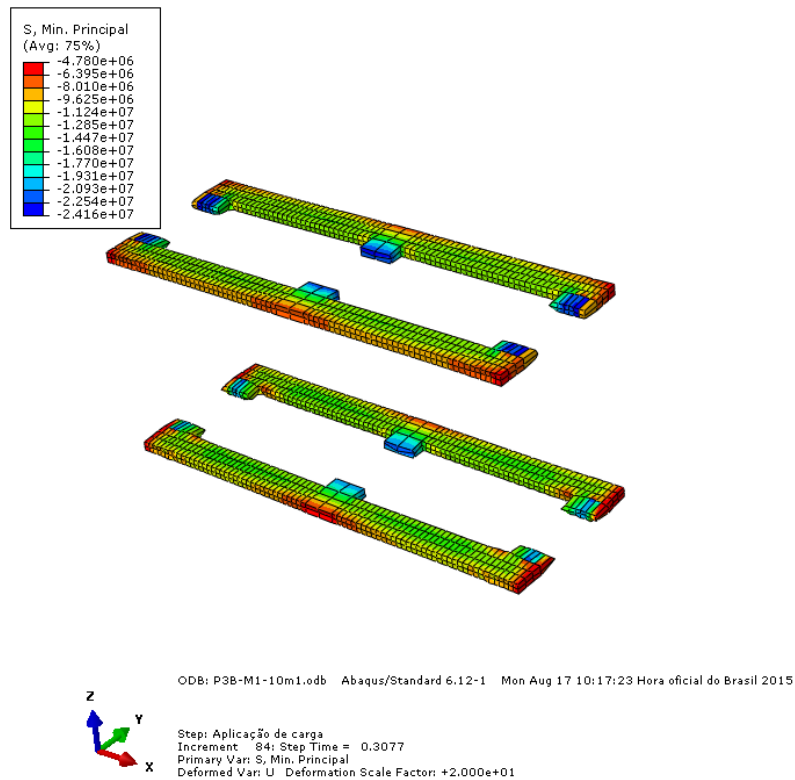


Figura 6-11- Tensões principais mínimas Pa, PO – Argamassa.

Admitindo as equações (2.5) e (2.9), para o traço 1:1:6, apresentadas no item 2.5.6.1, serão reproduzidas as envoltórias de ruptura e em seguida será feita uma comparação com a menor tensão principal mínima, que foi obtida numericamente na argamassa, no nível da carga de ruptura. A intenção é verificar se houve o esmagamento da argamassa confinada triaxialmente. A equação 6.1 diz respeito à envoltória proposta por Mohamad (1998) e a equação 6.2 corresponde à envoltória obtida por Khoo (1972). Ambas foram apresentadas no capítulo 2 mas, por conveniência, serão apresentadas novamente:

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 2,6 f_{tm} \quad (6.1)$$

$$f_{arg}^* = f_{arg} + 2,3 f_{tm} \quad (6.2)$$

Onde:

- f_{arg}^* corresponde à resistência à compressão da argamassa confinada;
- f_{arg} corresponde à resistência à compressão uniaxial da argamassa;

- f_{tm} corresponde à tensão de confinamento transversal.

Assim, adotando-se várias tensões de confinamento e sabendo pela Figura 6-11 que a menor tensão principal mínima foi de 24,16 MPa, pode-se traçar as envoltórias de ruptura e, deste modo, verificar se a resistência à compressão triaxial da argamassa foi ultrapassada (Figura 6-12).

Tabela 6-5- Envoltórias de ruptura, PO - Argamassa.

f_{arg}^1 (MPa)	Mohamad (1998)		Khoo (1972)	Resultado numérico	
	f_{tm} (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{tm}^2 (MPa)
3,52	1,00	6,12	5,82	24,16	11,40
	2,50	10,02	9,27		
	5,00	16,52	15,02		
	7,50	23,02	20,77		
	10,00	29,52	26,52		
	12,50	36,02	32,27		

¹O valor da resistência à compressão uniaxial da argamassa foi obtido experimentalmente por Oliveira (2014)

² O valor da tensão de confinamento foi obtido considerando o valor médio das tensões verticais que estavam atuando nas proximidades da máxima tensão principal mínima, indicado na Figura 6-13.

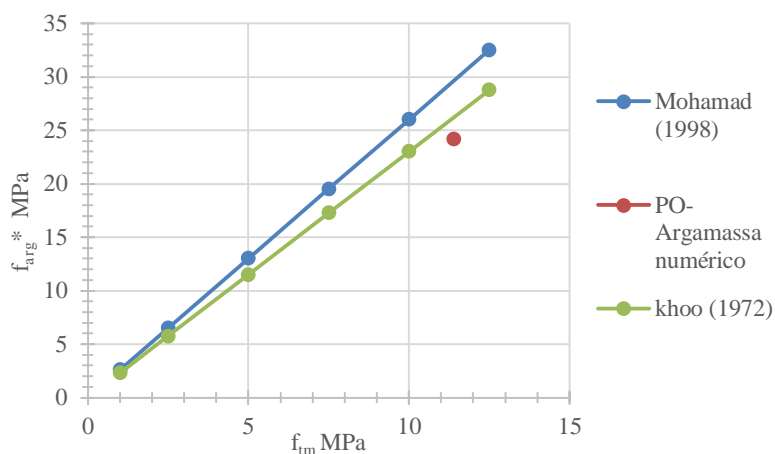


Figura 6-12- Envoltórias de ruptura, PO – Argamassa.

Considerando a Figura 6-12, é possível afirmar que, no instante de ruptura, a menor tensão principal mínima estava quase sendo atingida. Vale ressaltar que as duas envoltórias de ruptura são apenas estimativas, uma vez que para melhor avaliação deveria ter sido realizado o estudo do comportamento triaxial da argamassa, assim como utilizada por Oliveira (2014).

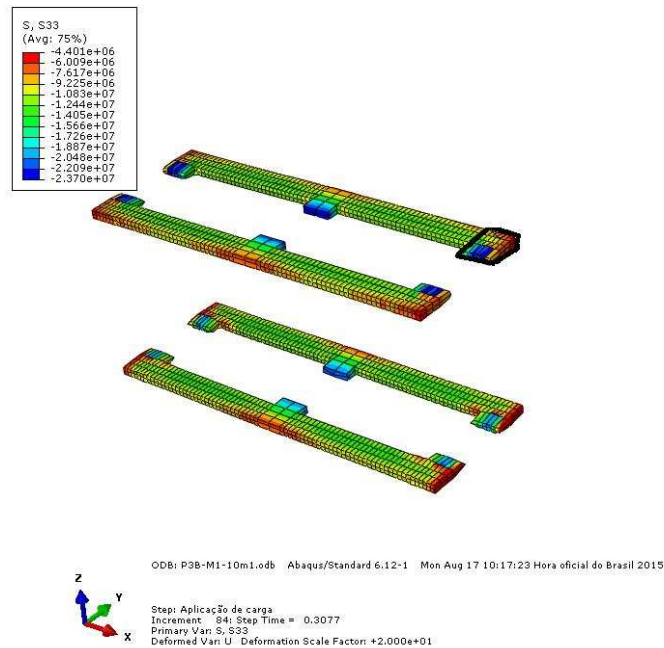


Figura 6-13- Área considerada para cálculo da tensão de confinamento.

Deste modo, pode-se dizer que no instante de ruptura o prisma apresentava uma combinação de fatores, ou seja, possuía extensas fissuras por flexão das paredes transversais, além de esmagamento no bloco e na argamassa, sendo a tração na flexão a forma de ruptura mais evidenciada no ensaio experimental.

Pode-se ainda comparar as conclusões obtidas acima com o modelo proposto por Chema e Klinger (1986). De acordo com estes autores, para uma relação $E_{arg}/E_b \geq 0,66$, a ruptura no prisma ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa, enquanto que para $E_{arg}/E_b \leq 0,66$ a ruptura ocorre por tração no bloco. De acordo com os dados da Tabela 5-12, esta relação vale $E_{arg}/E_b = 0,375$, assim a ruptura seria dada por tração no bloco, comportamento este também evidenciado na análise numérica.

6.2.2 Prismas ensaiados por Castro (2015)

Assim como na modelagem dos prismas de Oliveira (2014), optou-se nesta modelagem por utilizar as propriedades mecânicas dos blocos e argamassas obtidos experimentalmente.

Na Figura 6-14 é apresentada a curva tensão versus deformação obtida a partir da modelagem numérica. Vale ressaltar que Castro (2015) ensaiou cinco séries de prismas

nas quais variaram-se a resistência da argamassa e o tipo de argamassamento. A fim de aproveitar algumas das propriedades calibradas no modelo numérico de Oliveira (2014), foi feita a modelagem da série 4 de Castro (2015), constituída de prismas com argamassamento parcial. O valor da tensão de ruptura, obtida numericamente, foi comparado com o resultado experimental obtido para a série 4. No entanto, o referido autor apenas obteve o módulo de deformação para a série 5 (prisma com argamassamento total). Deste modo, o módulo de deformação obtido numericamente será comparado com o obtido na série 5, corrigido por um fator de 0,8.

Na Tabela 6-6, os valores de tensão estão dados em relação a área bruta. Não será apresentada a curva tensão versus deformação da série 4, uma vez que o autor não realizou tais medições, apresentado apenas o valor da carga de ruptura. Ainda na referida tabela é apresentada uma comparação entre os resultados de resistências à compressão uniaxial e módulos de deformação, determinados entre 0,5 MPa e 33% da carga máxima, obtidos numérica e experimentalmente.

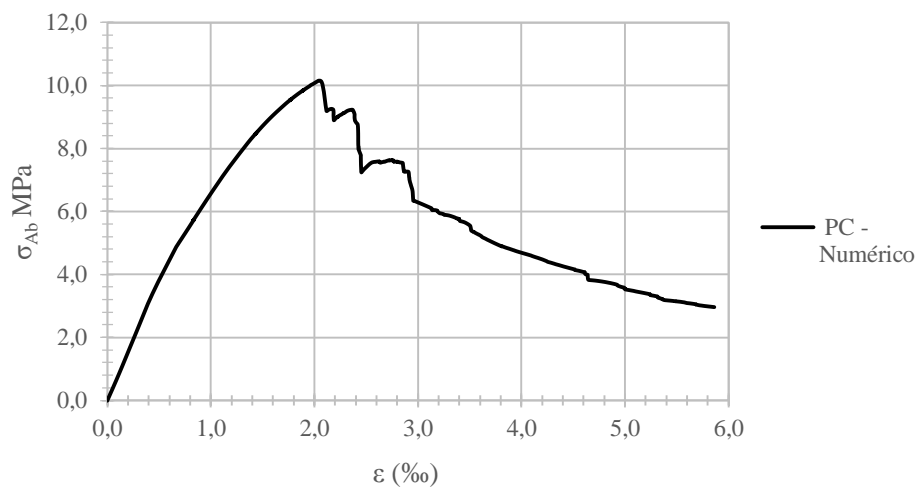


Figura 6-14- Curva tensão versus deformação, PC - Numérico.

Tabela 6-6- Comparação entre resultados experimentais de Castro (2015) e numérico obtido neste trabalho.

Comparação entre resultados experimentais* e numéricos - Castro (2015)				
ID	Resistência à compressão dos prismas (f_p) MPa**1	Módulo de Deformação (MPa)**2	Resistência à compressão dos prismas (f_p) MPa***	Módulo de Deformação (MPa)***
PC - Experimental	10,60	8006,40	18,47	13948,43
PC - Numérico	10,11	7790,80	17,61	13572,82
Diferença % ³	- 5%	- 3%	- 5%	- 3%

* Os resultados experimentais foram apresentados detalhadamente no capítulo 4

** Resultados dados em relação a área bruta

*** Resultados dados em relação a área líquida

¹ Dados da série 4

² Módulo da série 5 multiplicado por 0,8

³ Em relação ao resultado experimental

Observa-se pela Figura 6-14 que o modelo numérico do prisma representou bem o comportamento mecânico obtido experimentalmente, do ponto de vista da carga de ruptura e módulo de deformação. Entretanto, deve ainda ser verificado o modo de ruptura como forma de comparação entre o modelo experimental e numérico. Assim, apresenta-se na Figura 6-15 e na Figura 6-16 o estado de tensões principais que estava atuando nos blocos, no instante da carga máxima.

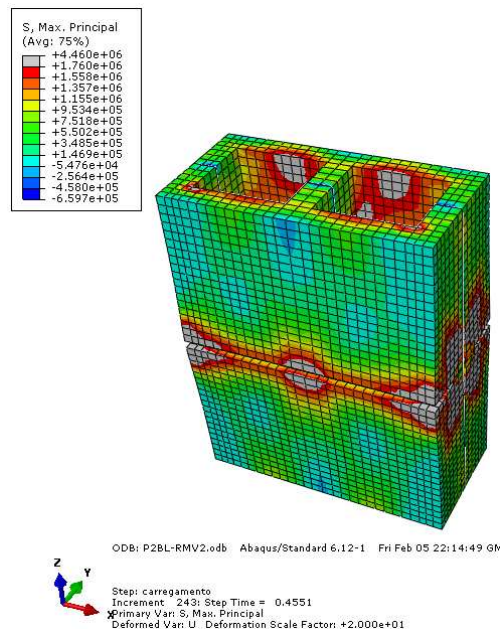


Figura 6-15- Estado de tensões principais máximas Pa, PC – apenas blocos.

Pode-se observar na Figura 6-15 que, no instante da carga de ruptura, a tensão à tração indireta nos blocos, obtida considerando 5% da resistência à compressão dos

blocos), já havia sido ultrapassada, sendo este comportamento evidenciado tanto nos flanges laterais, que estavam sujeitos à flexão em função do argamassamento parcial, quanto nas paredes longitudinais mais externas dos blocos. Este último comportamento se deve ao esforço gerado pela tendência à expulsão das bordas externas da argamassa (devido ao carregamento vertical), de modo que não foi ultrapassada a resistência ao cisalhamento que se desenvolve entre o bloco e a argamassa, em função do atrito entre eles. Como na parte mais externa do cordão de argamassa o efeito do confinamento é menor, a argamassa tende a sofrer uma maior deformação, dando origem ao efeito acima descrito.

Ambos os comportamentos relatados foram evidenciados por Castro (2015). Este relatou em seu trabalho a ruptura dos septos transversais, além de uma intensa fissuração nas paredes longitudinais dos blocos, indicando assim o efeito de tração.

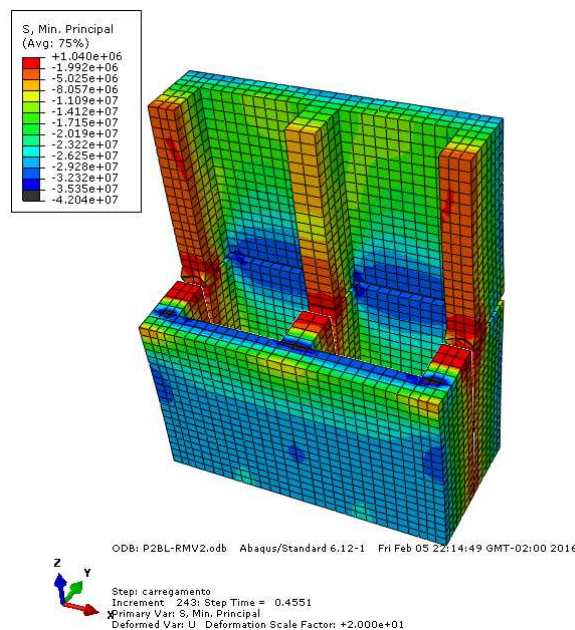


Figura 6-16- Tensões principais mínimas Pa, PC – apenas blocos.

Observando a Figura 6-16 pode-se constatar que, no instante da carga de ruptura, a menor tensão principal mínima atuante nos blocos, já apresentava valor superior ao obtido no ensaio à compressão uniaxial (35,35 MPa na área líquida). Assim como nos prismas de Oliveira (2014), a parte mais solicitada nos blocos corresponde às faces

longitudinais mais externas, indicando que o fluxo de carregamento tende a se concentrar nas faces, ocorrendo intensa fissuração, responsável pelo esfacelamento das faces.

Pode-se observar também que a parte mais solicitada à compressão corresponde ao cruzamento dos septos longitudinais e transversais. Este efeito é decorrente do maior confinamento da argamassa nesta região, uma vez que a parte central do cordão se encontra restringida ao deslocamento de ambos os lados.

Na Figura 6-17 e na Figura 6-18 são retratados os estados de tensões principais nas juntas de argamassa. O cordão de argamassa não ficou submetido a um estado triaxial de compressão. A parte externa ficou submetida à tração da ordem de 0,9 MPa, indicando baixo confinamento.

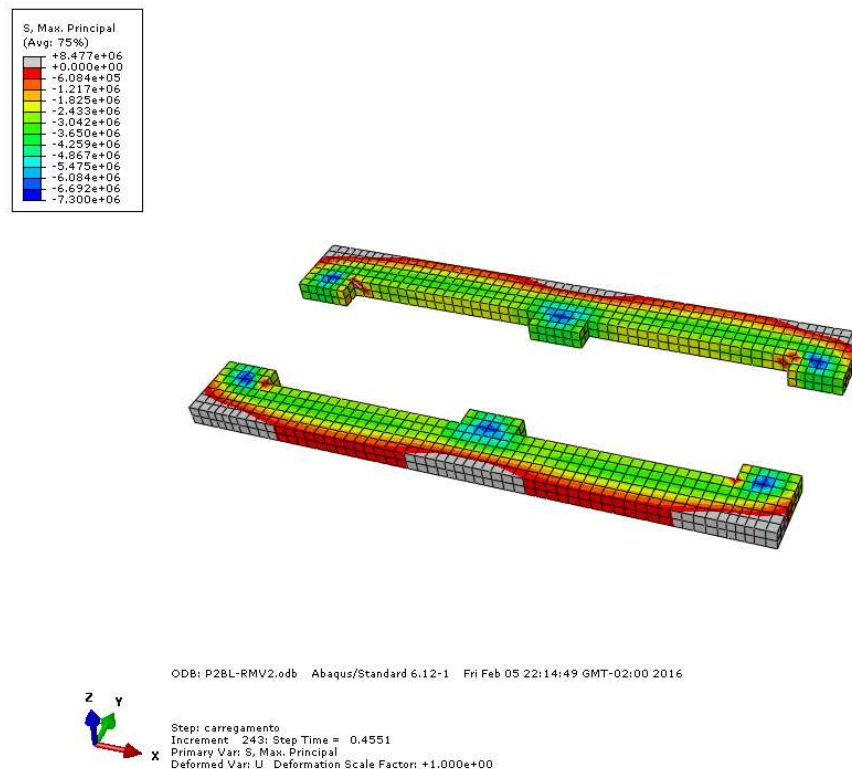


Figura 6-17- Estado de tensões principais máximas, PC – Argamassa.

Na Figura 6-18 são apresentadas as tensões principais mínimas na argamassa. Note que toda a parte escura corresponde às tensões de compressão superiores à tensão máxima obtida no ensaio de compressão uniaxial (3,52 MPa), onde este efeito é decorrente do confinamento que existe na argamassa.

O estado triaxial de tensões a que a argamassa fica submetida ocorre devido a dois fatores: o confinamento lateral, decorrente da existência de argamassa comprimida em todos os lados (efeito gerado pelo atrito que se desenvolve entre o bloco e a argamassa), e ao carregamento vertical.

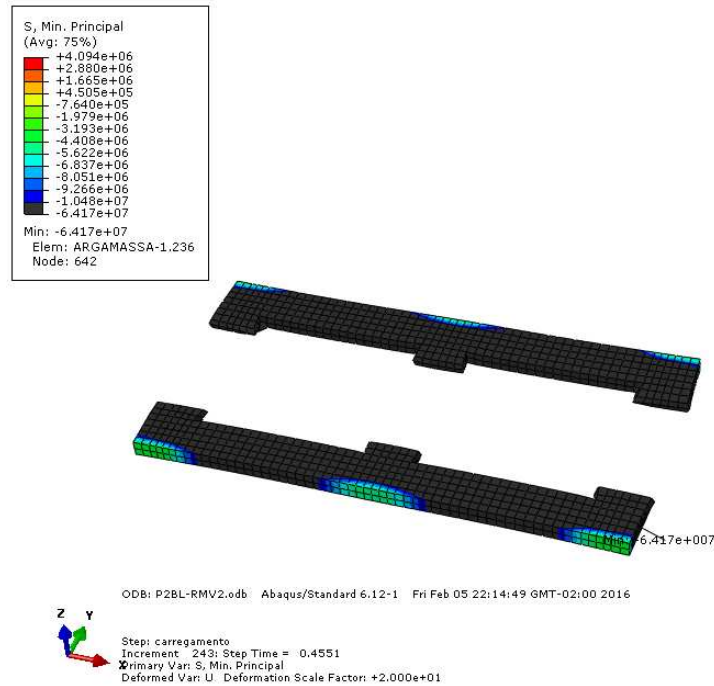


Figura 6-18- Tensões principais mínimas Pa, PC – Argamassa.

Assim, traçando-se as envoltórias de ruptura, por meio das equações 6.1 e 6.2, e admitindo que a menor tensão principal mínima foi de 64,17 MPa, pode-se verificar se a resistência à compressão triaxial da argamassa foi ultrapassada (Figura 6-19). A área utilizada para cálculo da tensão de confinamento foi a mesma utilizada por Oliveira (2014), ilustrada na Figura 6-13. Vale ressaltar que o traço da argamassa em volume, ensaiadas por Castro (2015), se aproxima do traço 1:1:6.

Tabela 6-7- Envoltórias de ruptura, PC- Argamassa.

		Mohamad (1998)	Khoo (1972)	Resultado numérico	
f_{arg}^1 (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{arg}^* (MPa)	f_{tm}^2 (MPa)
11,8	1,00	2,60	2,30	64,17	21,27
	5,00	13,00	11,50		
	10,00	26,00	23,00		
	15,00	39,00	34,50		
	20,00	52,00	46,00		
	35,00	91,00	80,50		

¹O valor da resistência à compressão uniaxial da argamassa foi obtido experimentalmente por Castro (2015)

² O valor da tensão de confinamento foi obtido considerando o valor médio das tensões verticais que estavam atuando nas proximidades da menor tensão principal mínima

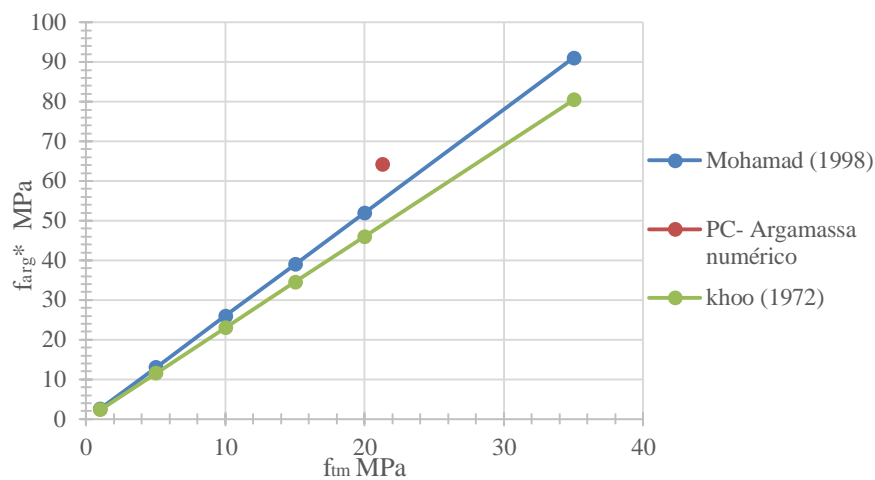


Figura 6-19- Envoltórias de ruptura, PC- Argamassa.

Considerando a Figura 6-19 é possível afirmar que a menor tensão principal mínima já havia ultrapassado as envoltórias de ruptura estimadas por Mohamad (1998) e Khoo (1972) no instante da ruptura. Apesar das duas expressões serem apenas estimativas (baseadas em ensaios reais), podem ser consideradas como ferramentas para auxiliar na determinação dos possíveis modos de ruptura.

Assim, pode-se dizer que no instante em que a carga de ruptura do prisma foi atingida, alguns pontos da argamassa haviam superado sua resistência à compressão confinada, permitindo deste modo o esmagamento localizado na junta. Este comportamento foi verificado por Castro (2015) em alguns pontos dos prismas ensaiados da série 4. De acordo com Shrive e El-Rahman (1985), o esmagamento da argamassa, ainda que localizado, pode causar concentração de tensões levando ao surgimento de

fissuras por compressão nos blocos. Note que, na Figura 6-16, a menor tensão principal mínima no bloco ultrapassou o valor de sua resistência à compressão uniaxial, indicando também o esmagamento localizado no bloco.

Dessa forma, o modo de ruptura do prisma ensaiado por Castro (2015) consistiu simultaneamente da ruptura dos septos transversais, em função da flexão causada pelo argamassamento parcial (indução de tensões de tração), assim como do esmagamento localizado nos cordões de argamassa, responsáveis por induzir esmagamento nos blocos.

Pode-se comparar as conclusões obtidas acima com o modelo proposto por Chema e Klinger (1986), onde para uma relação $E_{arg}/E_b \geq 0,66$ a ruptura no prisma ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa, enquanto que, para $E_{arg}/E_b \leq 0,66$, a ruptura ocorre por tração no bloco (considerando o módulo na área bruta). De acordo com os dados da Tabela 5-3, esta relação vale $E_{arg}/E_b = 0,46$ para os blocos e argamassa ensaiados por Castro (2015), assim a ruptura seria dada por tração no bloco, comportamento este que também é evidenciado na análise numérica.

6.3 Resultados numéricos das paredes

A seguir são apresentados os resultados numéricos alcançados para as paredes ensaiadas por Oliveira (2014) e Castro (2015).

6.3.1 Paredes ensaiadas por Oliveira (2014) - PSAO

a) Tensões normais

Para atribuição das propriedades mecânicas das paredes utilizaram-se os dados apresentados na Tabela 5-4 e na Tabela 5-8. Para as interfaces foram atribuídas as propriedades Tabela 5-12.

Na Figura 6-20 são apresentadas as curvas de carga versus deslocamento vertical das paredes centrais referentes aos resultados numérico e experimentais. Na Tabela 6-8 é apresentada uma comparação entre os valores de carga última, obtidas numérica e experimentalmente para cada uma das paredes ensaiadas por Oliveira (2014).

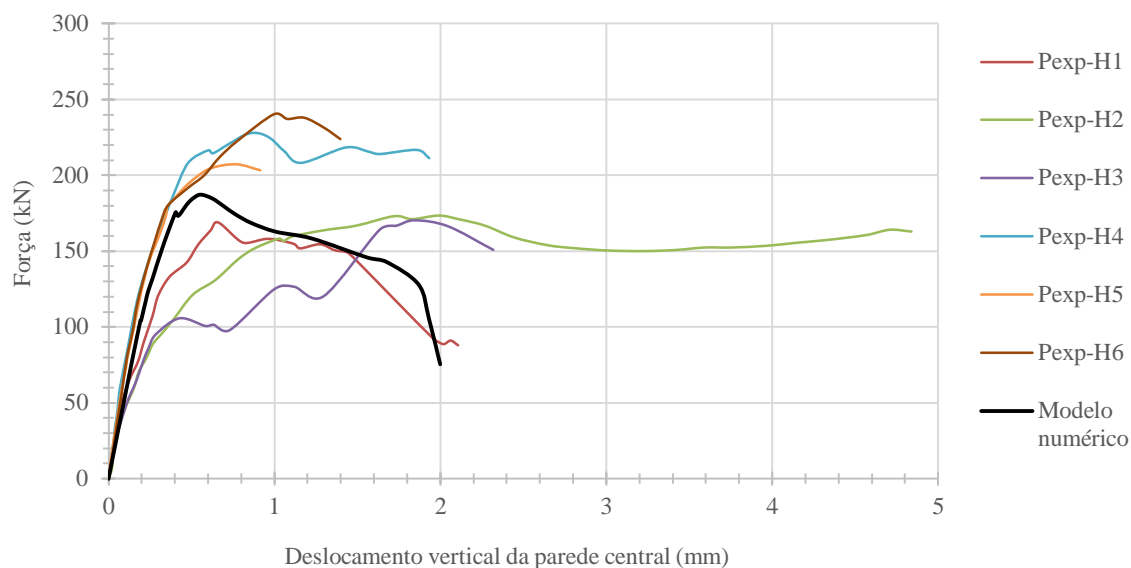


Figura 6-20- Força versus deslocamento, PSAO.

Tabela 6-8- Comparação entre resultados numérico obtido neste trabalho e experimentais ensaiados por Oliveira (2014), PSAO.

ID	Carga de fissuração (kN)	Carga de ruptura (kN)	τ_{vert}^* (MPa)
Pexp-H1	133,00	169,45	0,61
Pexp-H2	100,00	174,57	0,63
Pexp-H3	110,00	170,78	0,62
Pexp-H4	183,00	228,45	0,83
Pexp-H5	200,00	207,07	0,75
Pexp-H6	180,00	241,13	0,87
Média Exp	151,00	198,58	0,72
Numérico	140,86	187,30	0,68
Diferença (%)	- 6,72	- 5,68	- 5,56

τ_{vert} corresponde a tensão cisalhante, dada pela carga de ruptura dividida pela área da interface vertical.

Para determinação da carga de fissuração na parede, adotou-se como critério a carga vertical que provocava uma tensão de tração de valor dado pela expressão 6.3, que relaciona a tensão à tração indireta no bloco com a eficiência prisma/bloco e a relação existente entre o prisma e a parede.

$$\sigma_{\text{fiss}} = f_{\text{tbl.ind}} \cdot \frac{f_p}{f_b} \cdot K_r \quad (6.3)$$

Onde:

- σ_{fiss} corresponde à carga de fissuração na parede (área líquida);
- $f_{\text{tbl,ind}}$ corresponde à resistência à tração indireta ao bloco (na área líquida);
- $\frac{f_p}{f_b}$ relação de eficiência entre a resistência média do prisma e do bloco;
- K_r relação entre a resistência média do prisma e na parede, obtida através da Tabela 4-18 e Tabela 4-19.

Para as paredes ensaiadas por Oliveira (2014), utilizando os resultados experimentais, tem-se que a equação 6.3 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_{\text{fiss}} = 0,91 \cdot \frac{5,16}{10,21} \cdot 0,75 = 0,344 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

Observando a Tabela 6-8 e a Figura 6-20, é possível afirmar que a curva do modelo numérico representou bem o comportamento do modelo experimental, no que diz respeito à força última, visto que a diferença entre a média das forças experimentais e numérica foi da ordem de 6%. A mesma conclusão pode ser atribuída à carga máxima de fissuração e à tensão cisalhante vertical na interface parede central/flanges.

A Figura 6-21 apresenta a distribuição final dos deslocamentos verticais bem como a deformada obtida a partir destes deslocamentos. No último passo de carga, o modelo é capaz de reproduzir o deslizamento da parede central em relação aos flanges, apresentando menores deformações junto à interface vertical em comparação às deformações no meio da parede central.

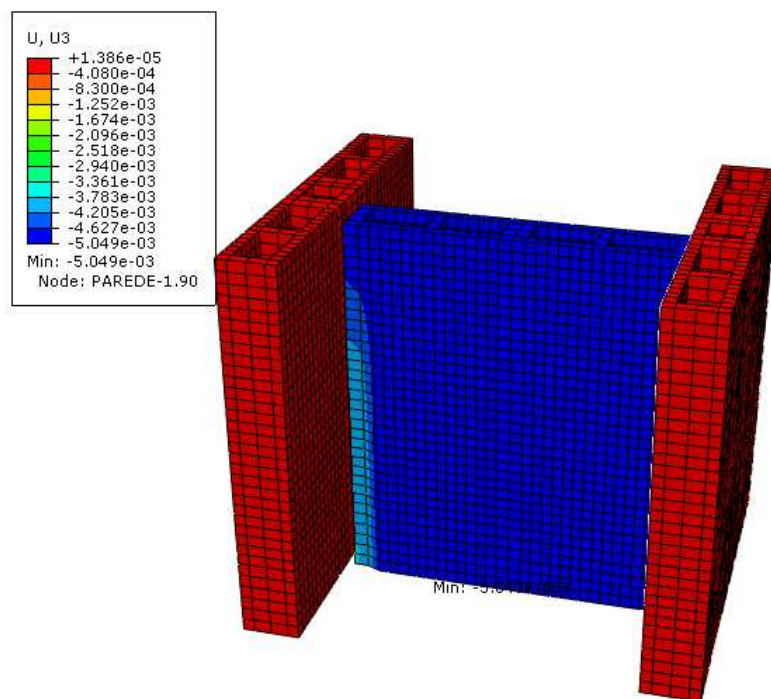


Figura 6-21- Deslizamento da parede central em m, PSAO.

Na Figura 6-22 e a na Figura 6-23 são apresentadas as tensões principais máximas e mínimas obtidas para o modelo numérico no instante que este atinge a carga de ruptura. Observe que, na Figura 6-22, toda a área em cinza corresponde a tensões superiores à tensão de fissuração (0,344 MPa). Com base nesta observação pode-se afirmar que, no instante de ruptura, a maior parte da parede central e da região próxima às interfaces já se encontravam fissuradas.

Nesta mesma imagem parte externa dos flanges, devido ao efeito de flexão e mesmo sob pré-compressão, surgem tensões de tração nas fibras inferiores, semelhante ao observado no ensaio experimental, Figura 4-10. Deste modo, tem-se que a carga aplicada foi ineficiente para estabilizar o conjunto, podendo ter influenciado negativamente na carga de ruptura.

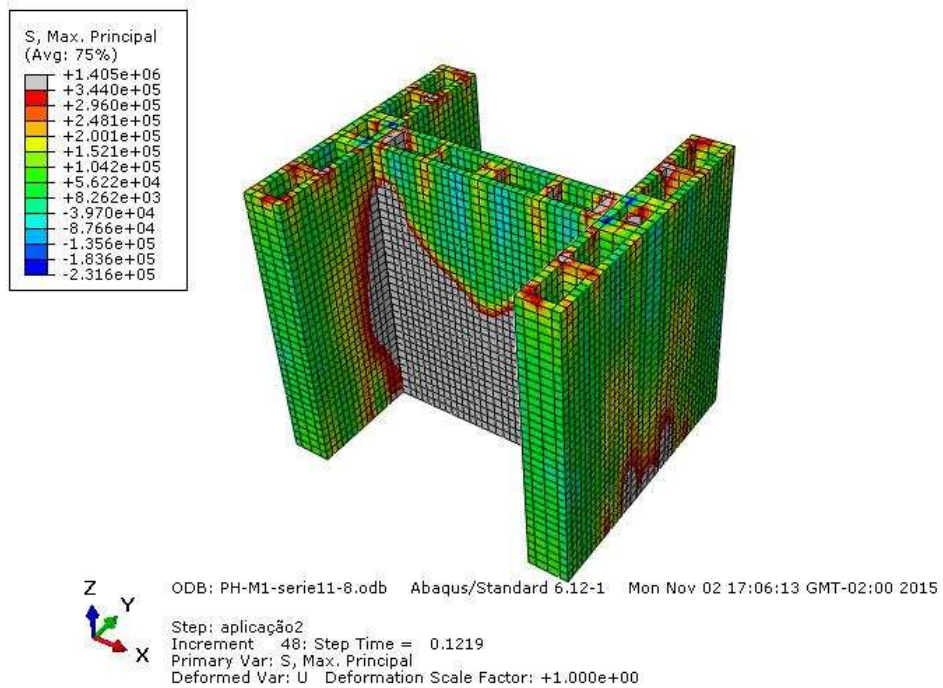


Figura 6-22- Estado de tensões principais máximas em Pa, PSAO.

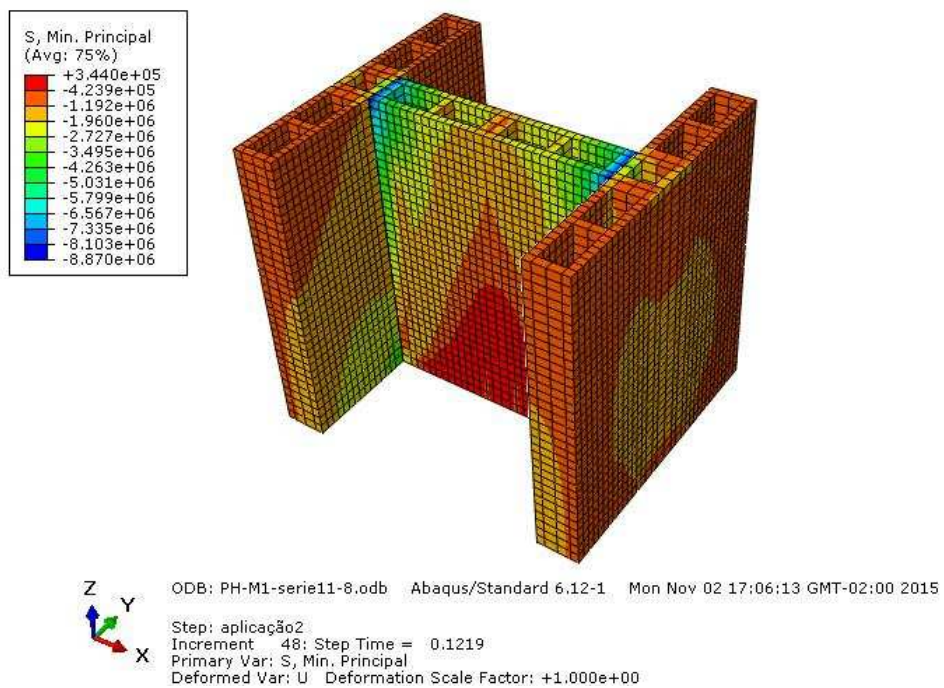


Figura 6-23- Estado de tensões principais mínimas em Pa, PSAO.

Com base na Figura 6-23, é possível concluir que ao longo das interfaces ocorre a transferência de esforços. No trecho superior notam-se maiores valores de tensão de compressão, que vão diminuindo à medida que se desloca em direção aos apoios.

Observa-se ainda que na parte superior da parede central, na região de encontro com os flanges, ocorre concentração de tensões de compressão, culminando no esmagamento localizado dos blocos próximos à interface.

b) Tensões cisalhantes

Realizando o estudo do comportamento da interface, tem-se que, no instante em que o modelo atinge a tensão de fissuração (passo 29, carga aplicada: 140,86 kN), representada na Figura 6-24, a interface está na iminência de começar a sofrer o processo de fissuração (Figura 6-25). O processo inicia quando a variável CSMAXSCRT atinge valor igual a 1. A partir deste valor, inicia a degradação da rigidez da interface. Essa variável foi descrita no capítulo 4.

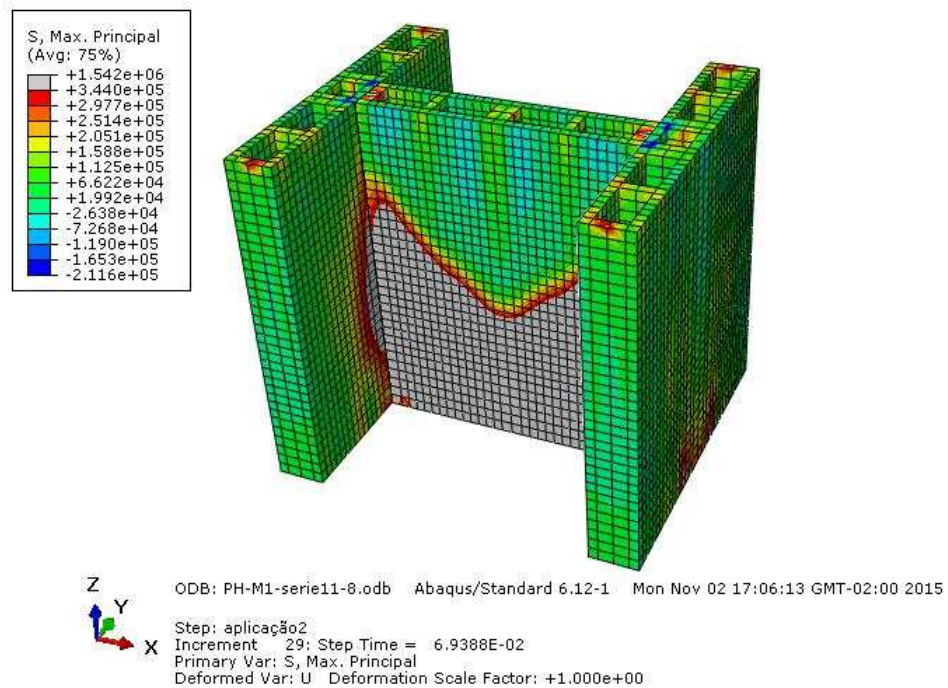


Figura 6-24- Início do processo de fissuração na parede, PSAO.

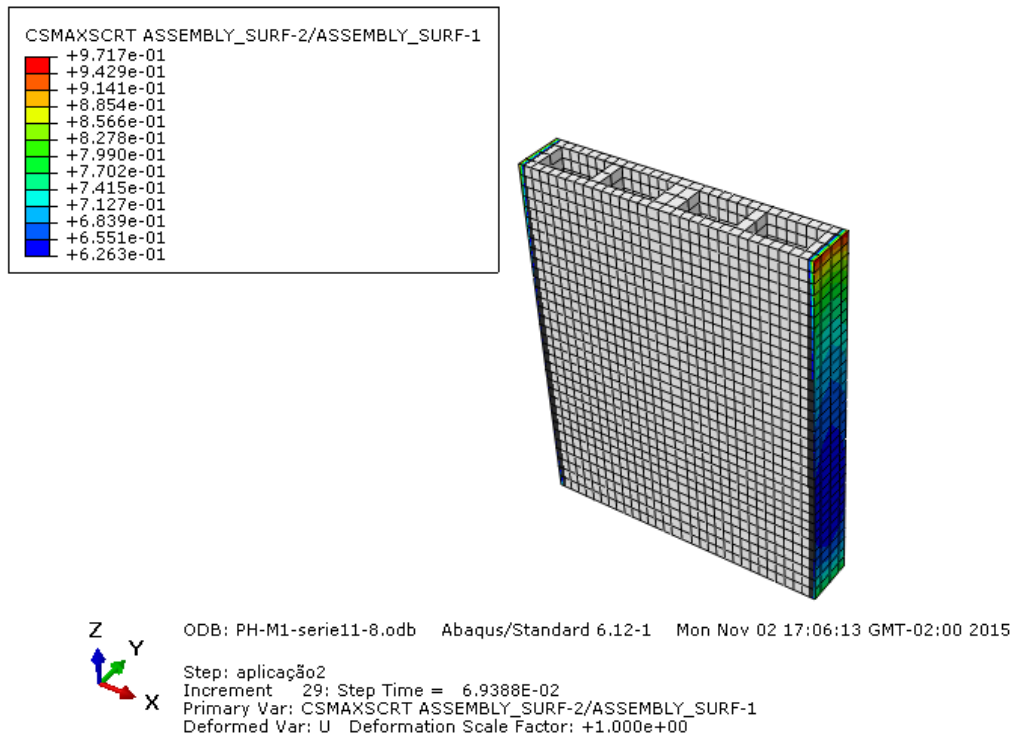


Figura 6-25- Processo de fissuração na interface, PSAO.

No instante em que a carga no modelo numérico atinge o valor máximo, grande parte da interface se encontra fissurada (Figura 6-26). Uma vez fissurada, pode-se analisar a degradação da interface por meio da variável CSDMG. Assim, com base na Figura 6-27 tem-se que, para o passo de carga 48, a interface se apresenta com rigidez parcialmente degradada ($CSDMG < 1$), o que afeta na taxa de transferência de esforços. Note que quando $CSDMG = 1$, ocorre degradação da rigidez da interface, ou seja, não ocorre mais transferência de esforços nos pontos em que esta condição foi atingida.

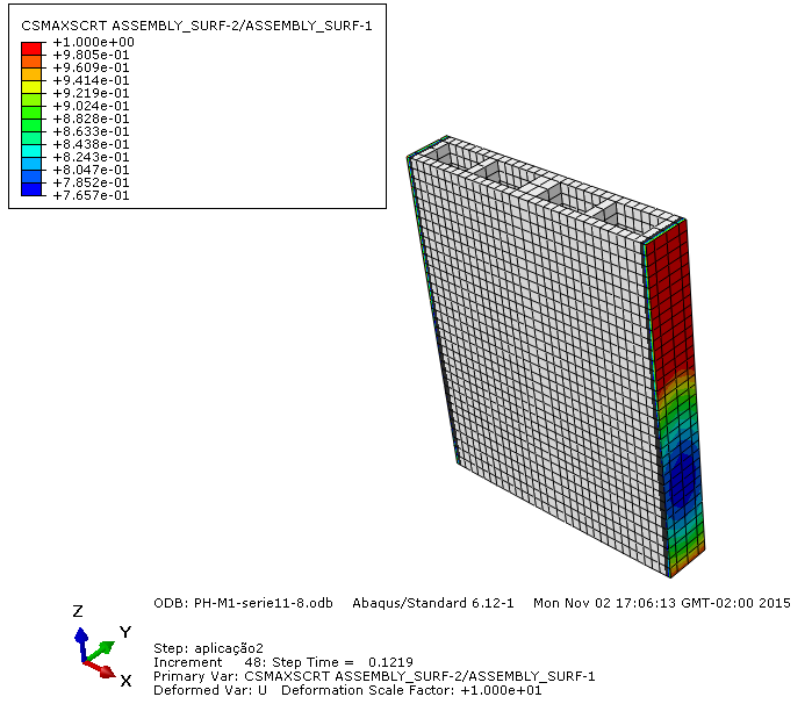


Figura 6-26- Distribuição de fissuração passo 48, PSAO.

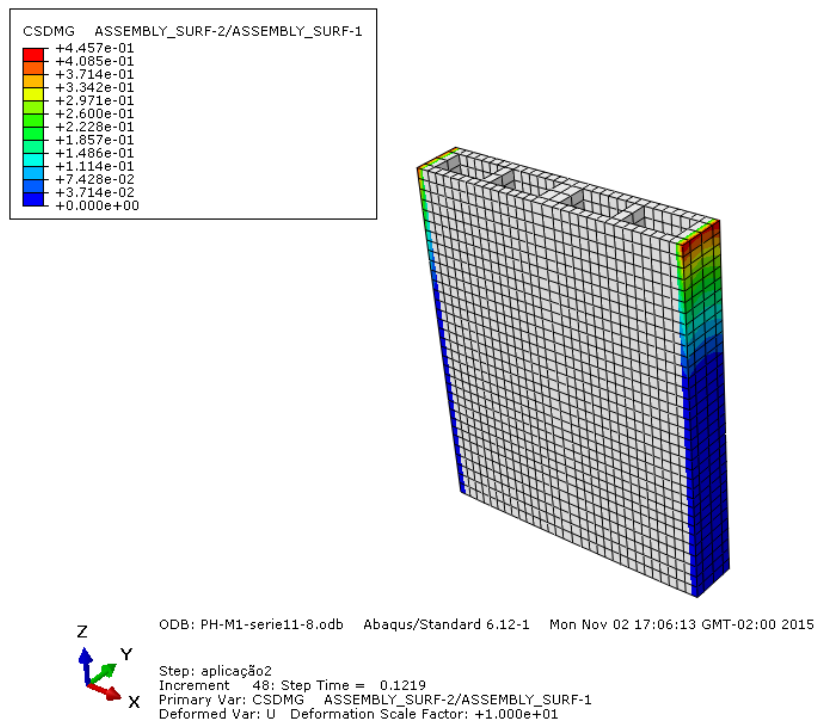


Figura 6-27- Degradação da interface na porção superior da parede, PSAO.

Oliveira (2014) verificou este comportamento durante os seus ensaios experimentais. Segundo seu relato, no instante da carga de ruptura, havia muitas fissuras localizadas na parte superior das paredes, nas regiões próximas à interface (Figura 4-9).

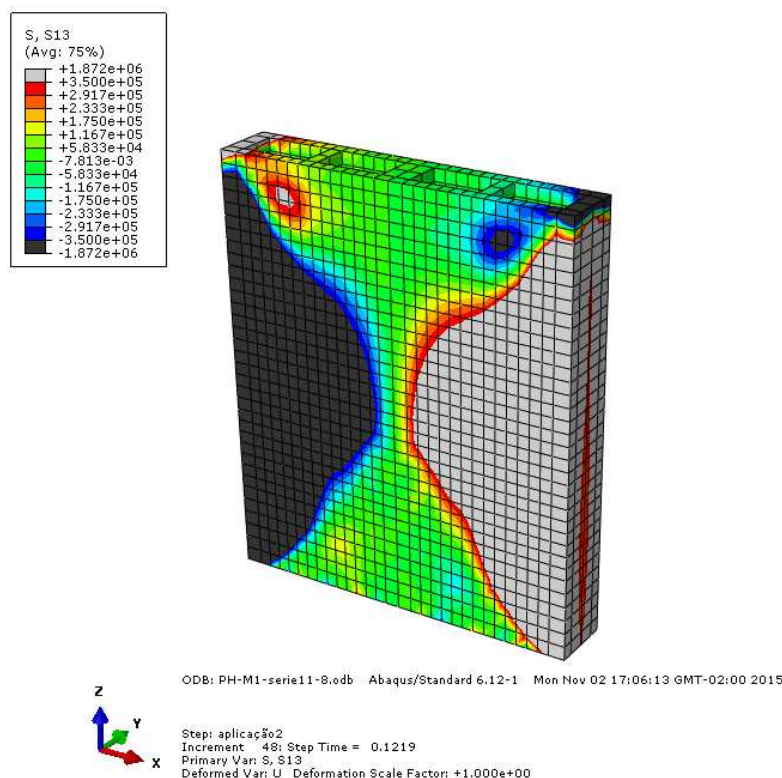


Figura 6-29- Tensões de cisalhamento na interface Pa, PSAO.

Com base nas informações apresentadas, pode-se afirmar que o modo de ruptura da parede é resultado da combinação das tensões de tração e cisalhamento da interface.

c) Taxa de interação entre a alma e os flanges

É possível identificar, através das figuras deste item, que ocorre interação (transferência de esforços) entre a parede central e os flanges. Tal interação provoca o aparecimento de tensões cisalhantes na interface que, ao atingir seu limite de resistência, produz a fissuração na mesma.

Sabendo que, para paredes sem apoio, toda a tensão aplicada na alma é transferida para as abas (taxa de transferência de 100%), é possível determinar o módulo de deformação secante. Na Tabela 6-9 é apresentado o módulo de deformação para um intervalo entre 30% e 40% de carga máxima, alcançada no modelo numérico. A deformação foi obtida a partir do deslocamento vertical de um ponto distante, de 20 cm em relação ao apoio, situado a um quarto da extremidade das abas.

Tabela 6-9- Módulo de deformação, PSAO.

Carga (kN)	Deformação Abas Inferior	Taxa de transferência	Tensão na aba* ¹ (MPa)	Mód. de defor. secante MPa	Mód. de defor. Secante Médio MPa ²
30% 56,19	4,18E-05	100%	0,27	6489,69	11864,15
40% 74,92	5,57E-05	100%	0,36		

* Área Bruta
¹ Tensão em uma aba
² Módulo de deformação área líquida

Na Figura 6-30 são apresentadas as distribuições de tensões verticais na alma e nos flanges, para o passo 4, correspondente à carga de 61,69 kN, obtida nos flanges. Para traçado do diagrama, foram estudados pontos, na alma e nos flanges, localizados próximos à interface. Na Figura 6-31, são apresentadas as distribuições de tensões cisalhantes na alma e nos flanges obtidas nos pontos marcados (linha violeta) na Figura 6-32.

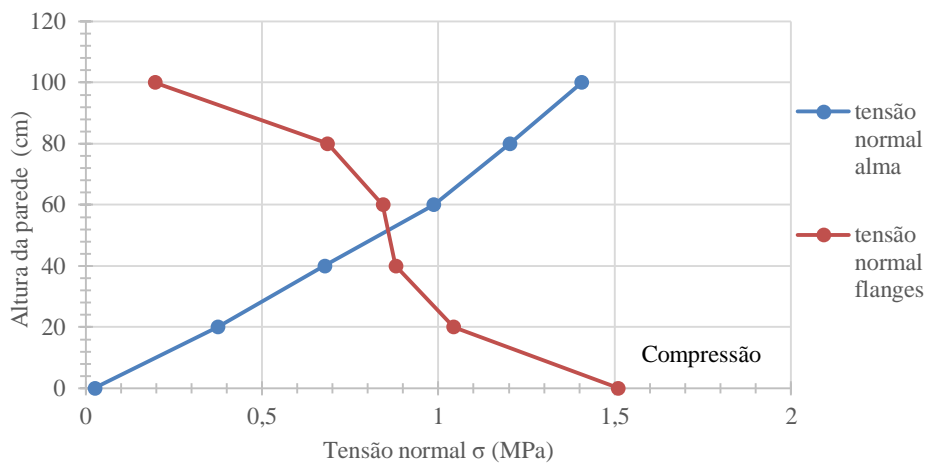


Figura 6-30- Distribuição de tensão normal, PSAO.

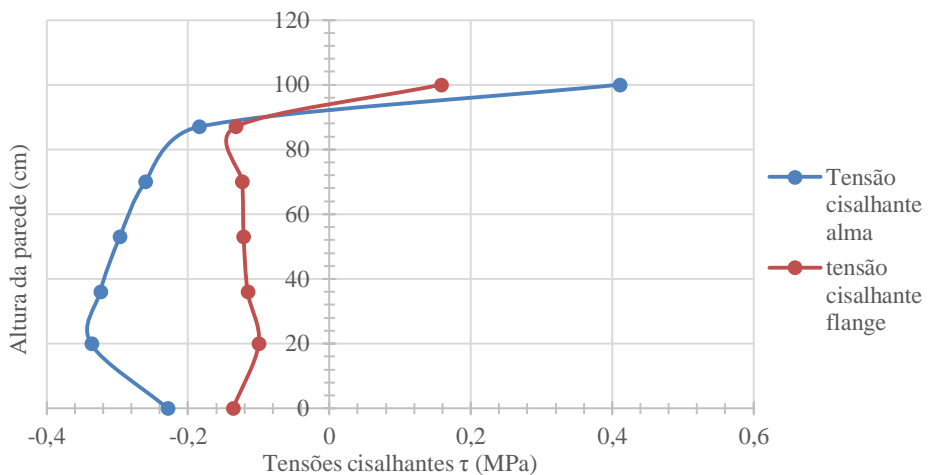


Figura 6-31- Distribuição de tensões cisalhantes, PSAO.

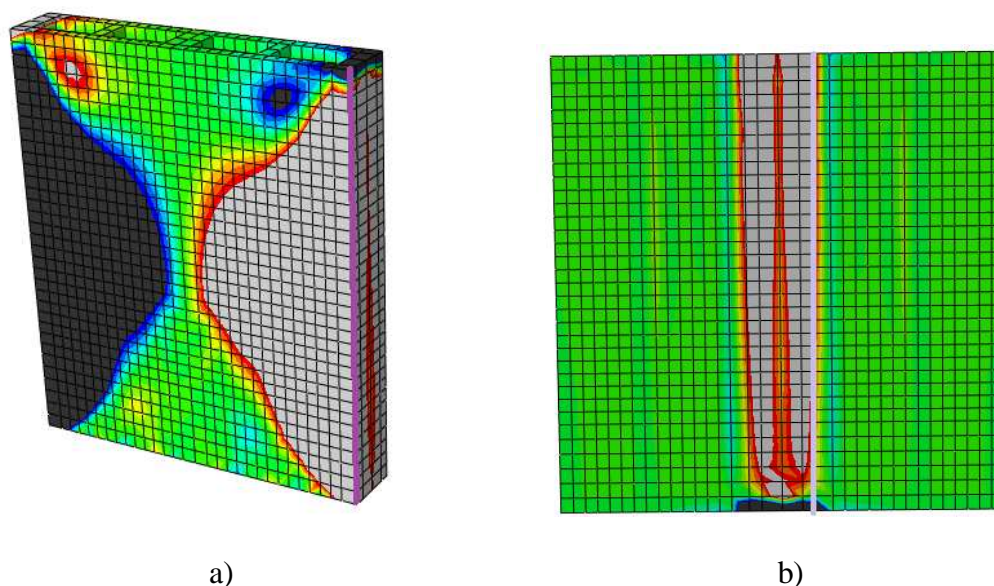


Figura 6-32- Localização dos pontos para traçado do diagrama de distribuição das tensões cisalhantes (linha violeta).

Por meio da Figura 6-30 e da Figura 6-31 é possível verificar que ocorre a transferência de esforços da parede central para os flanges e, como consequência, tem-se que a tensão vertical na alma diminui em direção aos apoios, enquanto que nos flanges ocorre o contrário.

Com base na Figura 6-31 é possível inferir que, no ponto de aplicação da carga e nos apoios, ocorre concentração de tensões, provocando perturbação na distribuição das tensões cisalhante. Analisando a interseção alma/flange, tem-se que a tensão de cisalhamento se desenvolve ao longo de toda a interface.

Para este nível de carga era de se esperar que as tensões cisalhantes na alma e no flange apresentassem comportamentos próximos. No entanto, deve-se ressaltar que o resultado é obtido nos pontos de Gauss e interpolados para os nós, onde um nó sofre a influência de todos os elementos concorrentes nele. Assim, a tensão cisalhante em um único nó é dada pela média aritmética das tensões cisalhantes de todos os elementos concorrentes no nó em estudo.

Observe que a interpolação é feita considerando a existência de dois nós na mesma posição, um pertencente à alma (consequentemente será feita a interpolação e a média aritmética considerando os nós concorrentes na alma) e outro pertencente aos flanges (consequentemente será feita a interpolação e a média aritmética considerando os nós

concorrentes no flange). Esta consideração é válida, uma vez que diz respeito a dois nós ligados por uma propriedade de interface.

Deste modo, o modelo em elementos finitos apresenta para uma mesma posição um valor de tensão cisalhante na alma e outro no flange. Uma forma de aproximar mais os dois resultados seria com o refinamento da malha na interface.

6.3.2 Paredes ensaiadas por Castro (2015)

Castro (2015) estudou duas séries de paredes: na primeira, a parede central e os flanges estavam apoiados e, na segunda, com a parede central estando livre para se deslocar e os flanges estavam apoiados. Para facilitar a discussão acerca dos resultados, as duas séries serão apresentadas separadamente.

6.3.2.1 Paredes sem apoio central Castro (2015) - PSAC

a) Tensões normais

Os dados utilizados para representar as propriedades mecânicas das paredes foram apresentados na Tabela 5-3 e na Tabela 5-9. Para as interfaces foram atribuídas as propriedades demonstradas na Tabela 5-13.

Na Figura 6-33 é apresentada apenas a curva tensão versus deslocamento da parede central, obtida numericamente, pois o autor não fez esta medição nos ensaios experimentais. O ponto escolhido para obtenção da referida curva está localizado na parte central inferior da alma. Na Tabela 6-10 é mostrada uma comparação entre os valores de carga última, início da fissuração e tensão de cisalhamento, obtidos de modo experimental e numericamente.

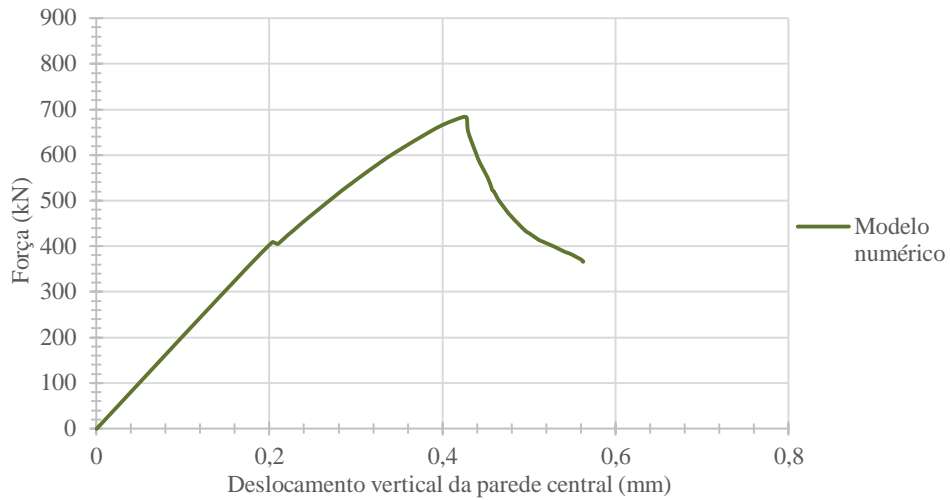


Figura 6-33- Curva tensão versus deslocamento, PSAC.

Tabela 6-10- Comparação entre resultado numérico obtido neste trabalho e experimental ensaiado por Castro (2015), PSAC.

ID	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)	τ_{vert} (MPa)*
1**	545,82	704,61	0,970
2**	478,16	593,77	0,815
3**	621,10	673,24	0,925
Média (kN)	581,69	657,20	0,905
D.P (kN)	90,51	57,13	0,160
C.V. (%)	15,56	8,69	8,80
(MPa)	-	-	0,65
Numérico	565,55	682,58	0,938
Diferença (%) ¹	- 2,77	+ 3,86	+ 3,65

¹ Em relação à média experimental
 *Tensão cisalhante
 ** Modelos experimentais

Para determinação da carga de fissuração na parede, foi adotado como critério a relação entre a tensão à tração indireta, a eficiência entre as resistências do prisma/bloco e a relação existente entre prismas e paredes, assim como foi adotado para as paredes de Oliveira (2014). Estas variáveis se relacionam por meio da equação 6.3.

Atribuindo à equação 6.3 os resultados das paredes ensaiadas experimentalmente por Castro (2015), obtém-se:

$$\sigma_{fiss} = 0,05 \cdot \frac{20,3}{0,574} \cdot \frac{10,6}{20,3} \cdot \frac{0,7}{0,8} = 0,81 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Por meio da Tabela 6-10 é possível verificar que o modelo numérico apresentou valores de carga última, carga de fissuração e tensão de cisalhamento vertical bem próximos aos obtidos experimentalmente, cerca de 4% em relação ao modelo experimental. Para carga de fissuração, o modelo numérico apresentou valores menores que o experimental, ao contrário do que ocorreu com a carga última e a tensão de cisalhamento vertical.

Na Figura 6-33 pode-se observar um pequeno decréscimo e posterior acréscimo de carga decorrente de um escoamento localizado no ponto, indicando uma microfissura naquele ponto e posterior ganho de resistência devido à redistribuição de esforços.

Na Figura 6-34 apresenta-se a deformada do modelo no último passo de carga. Pode-se verificar que o modelo numérico foi capaz de reproduzir a separação da parede central dos flanges. Este comportamento também foi relatado por Castro (2015). Segundo o autor, o ensaio terminava quando um dos flanges se separava da parede central, ainda que, devido à redistribuição de esforços, o conjunto restante continuava a suportar carga.

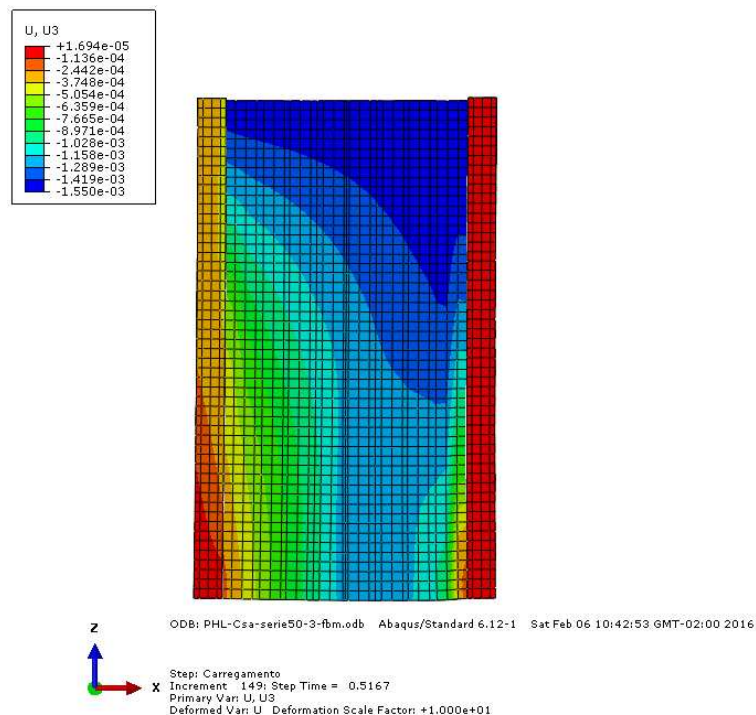


Figura 6-34- Deformada no último passo de carga em m, PSAC.

Observando os flanges da Figura 6-35, percebe-se que, como estes não estavam sob pré-compressão, ocorreu o efeito de flexão, causando tensões de tração na parte externa destes. Tal efeito também foi verificado no ensaio experimental (Figura 4-22).

Na Figura 6-35 e na Figura 6-36 são apresentadas as tensões principais máximas e mínimas obtidas para o modelo numérico no instante em que este atinge a carga de ruptura. É possível observar na Figura 6-35 que toda a parte em cinza corresponde a tensões superiores à tensão de fissuração (0,81 MPa). Com base nesta observação, pode-se afirmar que, no instante de ruptura grande, parte da alma e regiões próximas à interface alma/aba já se encontrava fissurada.

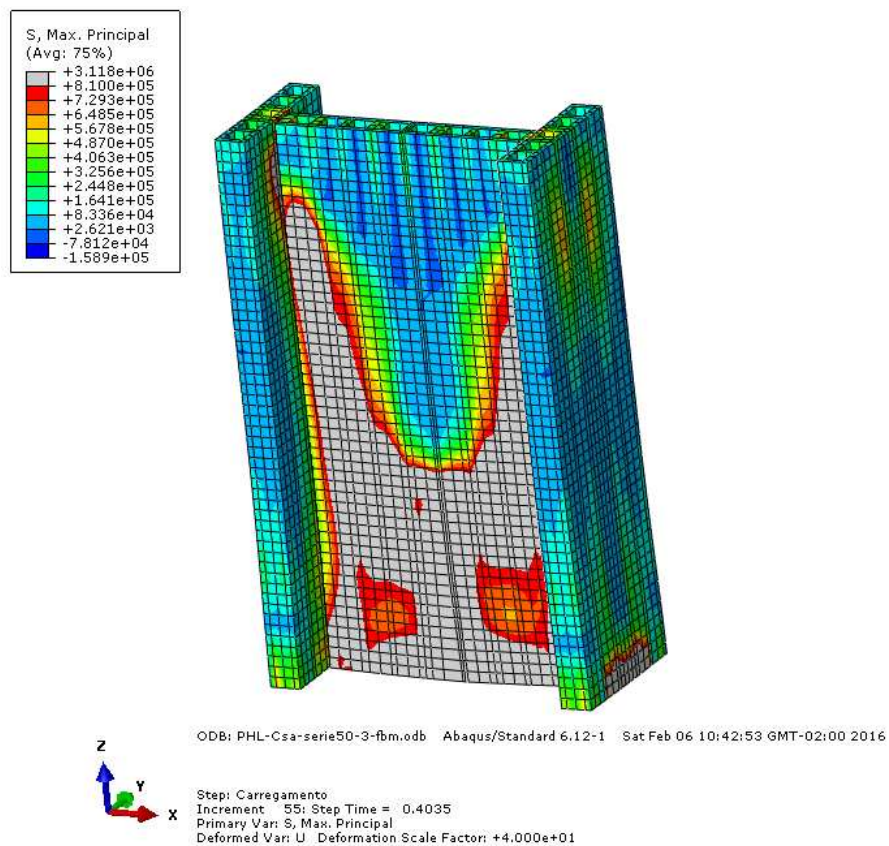


Figura 6-35- Estado de tensões principais máximas em Pa, PSAC.

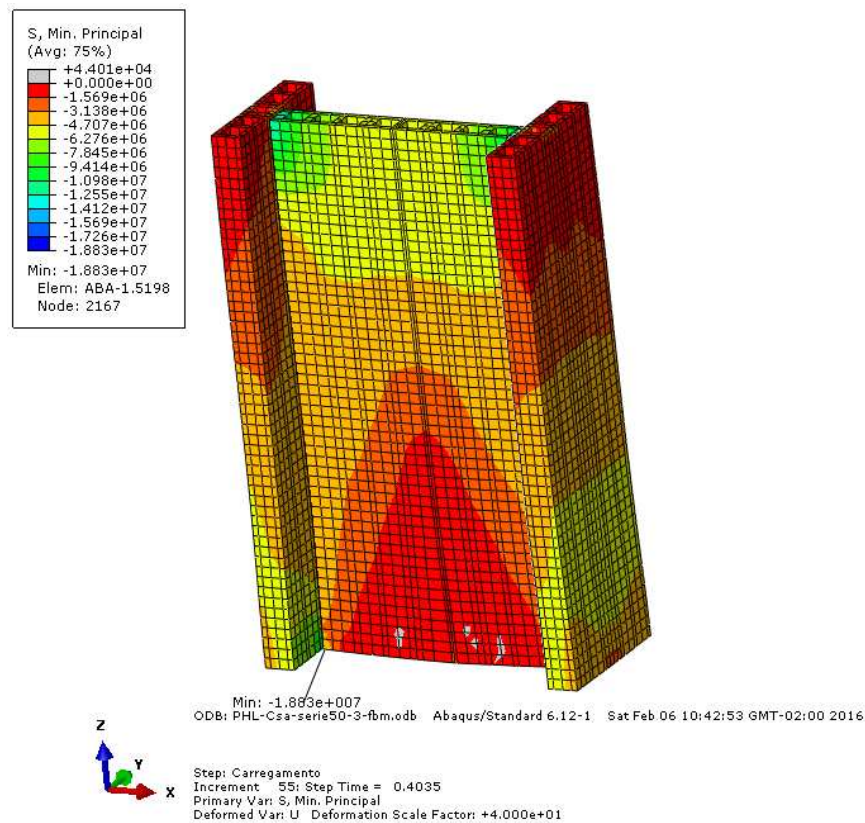


Figura 6-36- Estado de tensões principais mínimas em Pa, PSAC.

Com base na Figura 6-36, é possível concluir que as primeiras fiadas da parede, nas regiões próximas às interseções, se encontram mais comprimidas do que as últimas fiadas. Na parte inferior da parede central, na região de encontro com os flanges, ocorre concentração de tensões de compressão decorrentes da deformação do meio da parede, o que culmina no esmagamento localizado dos blocos próximos à interface.

b) Tensão cisalhante

Realizando o estudo do comportamento da interface, tem-se que, no instante em que o modelo atinge a tensão de fissuração (passo 51, carga: 565,55 kN), representado na Figura 6-37, a interface começa a sofrer o processo de fissuração (Figura 6-38). O processo inicia quando CSMAXSCRT atinge valor igual a 1, sendo partir deste valor que é iniciado o processo de degradação da rigidez da interface.

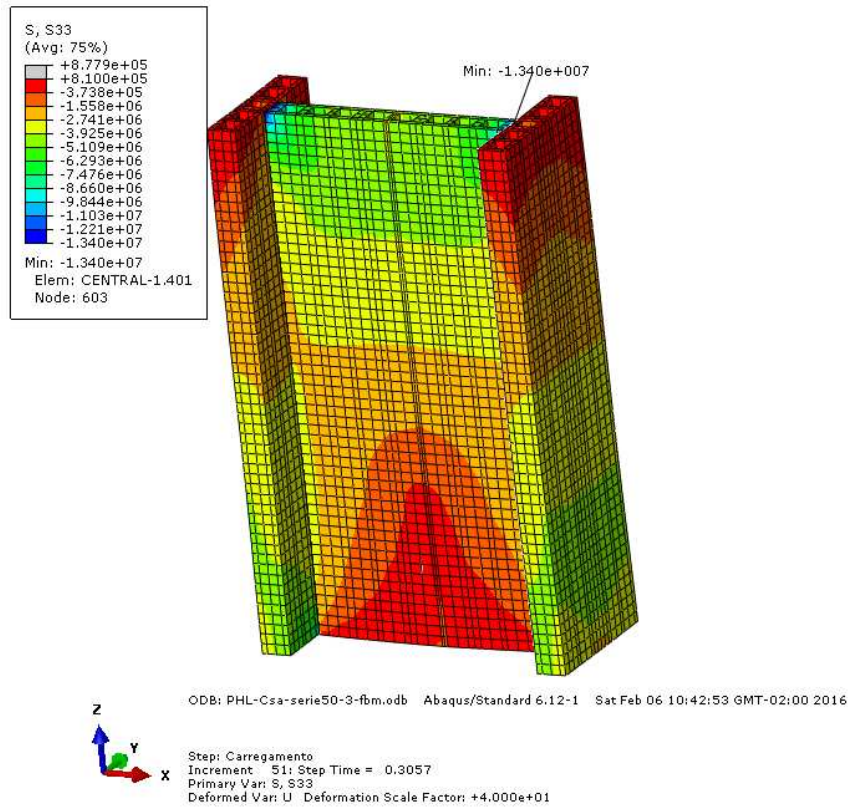


Figura 6-37- Início do processo de fissuração na parede em Pa, PSAC.

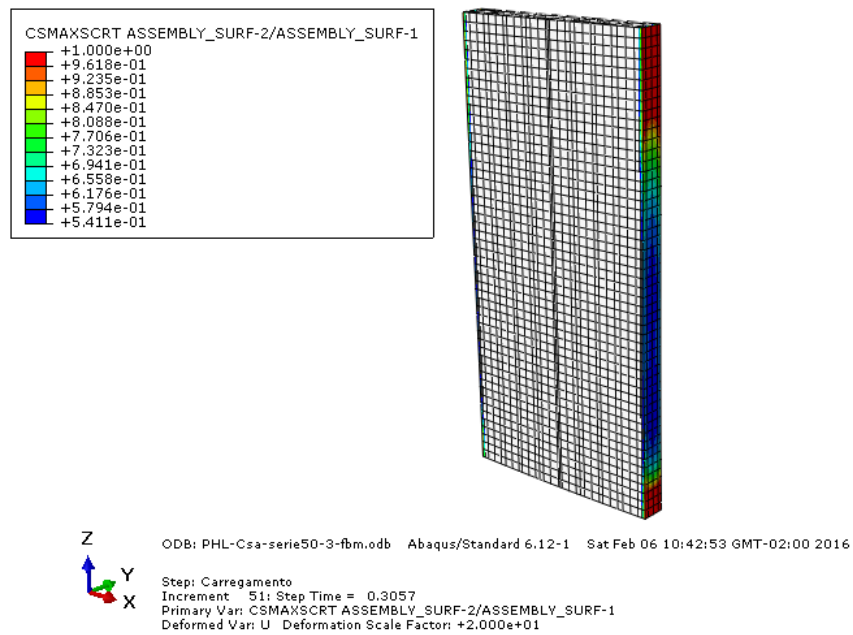


Figura 6-38- Processo de fissuração na interface, PSAC.

No instante em que a carga atinge o valor máximo, algumas regiões na interface apresentam valores de CSDMG próximos a 1, ou seja, ocorre a total degradação da rigidez

na parte superior da parede. Tal situação pode ser observada na Figura 6-39. Na Figura 6-40 é possível verificar a distribuição da fissuração na interface, no instante em que o modelo atinge a carga de ruptura.

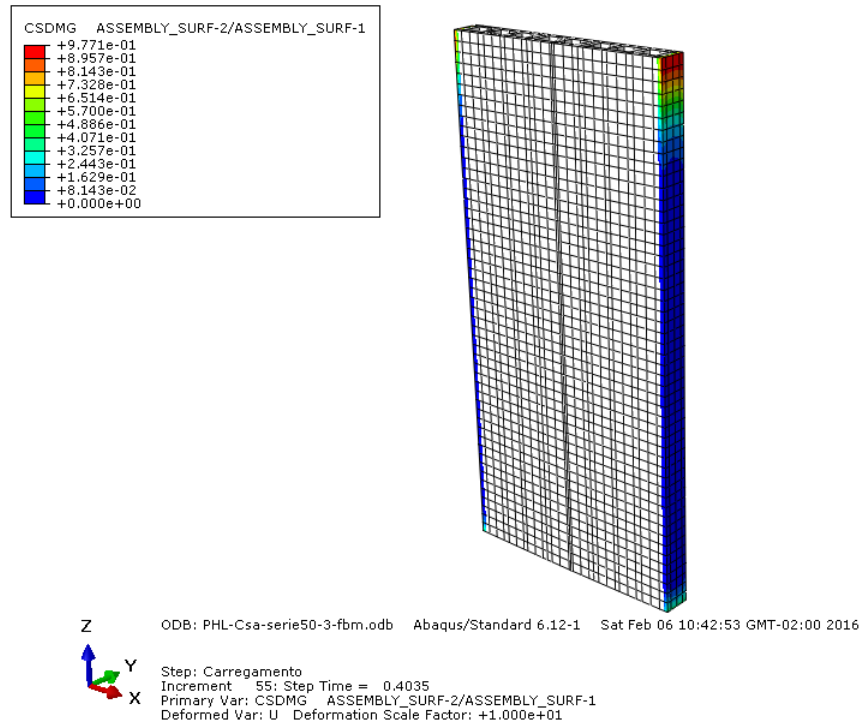


Figura 6-39- Degradação da rigidez da interface da parede, PSAC.

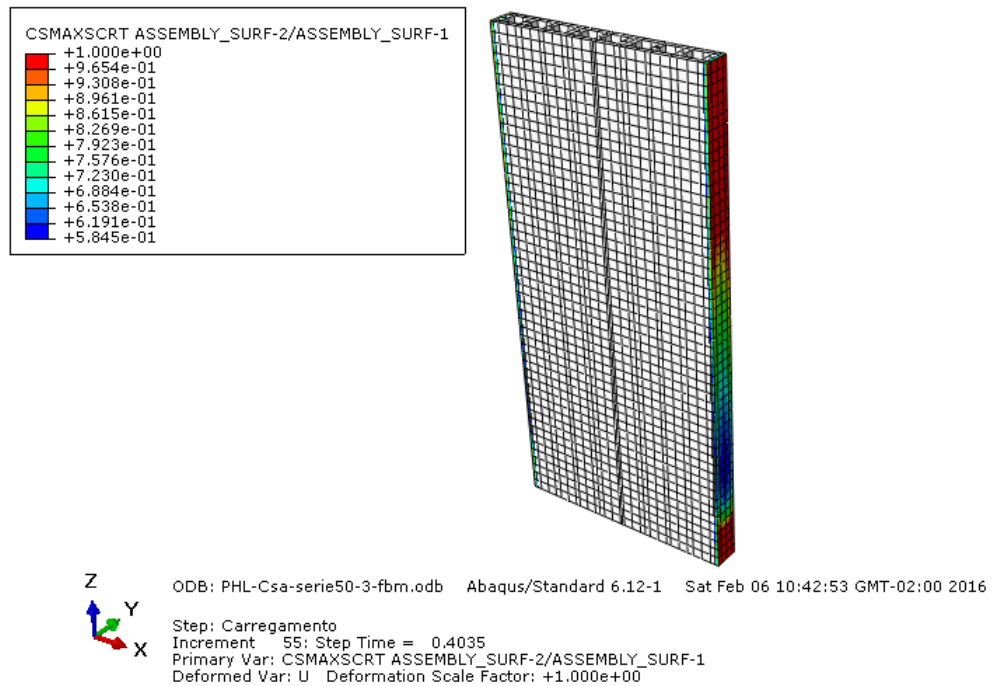


Figura 6-40- Fissuração no passo de carga 55, carga de ruptura 682,58 kN.

Castro (2015) verificou este comportamento (Figura 6-40) durante seus ensaios experimentais. De acordo com sua descrição, no instante da ruptura havia várias fissuras verticais na parte inferior e superior dos painéis. No último passo de carga do modelo, CSDMG atinge valor igual a 1 ao longo de toda a interface, ou seja, houve total degradação da interface parede central/flanges (Figura 6-41).

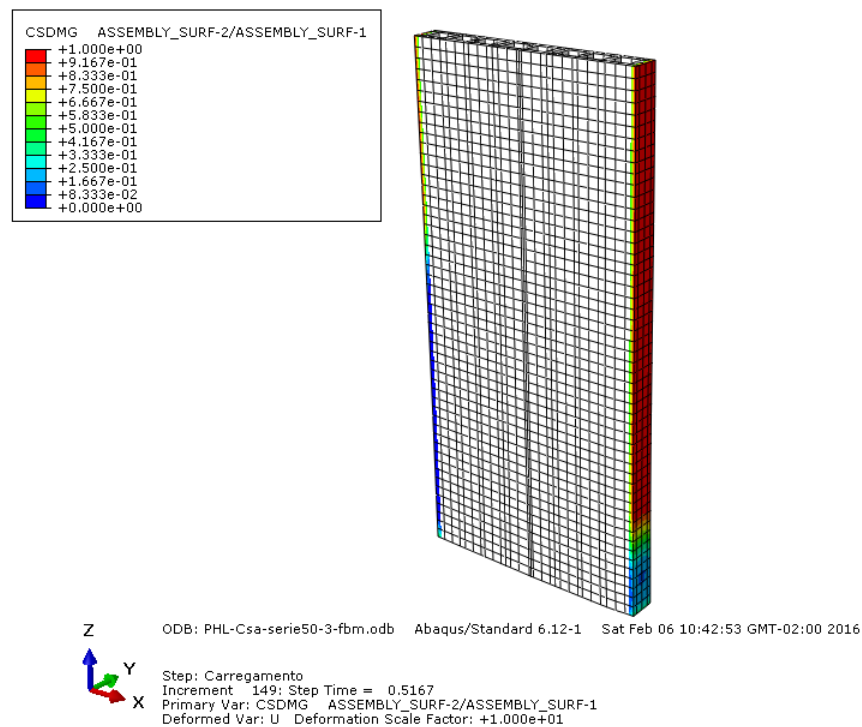


Figura 6-41- Interface no último passo de carga, PSAC.

Pode-se ainda determinar a máxima tensão de cisalhamento que atua na interface no instante de ruptura. De acordo com a Figura 6-42, as áreas em cinza e preto correspondem às tensões de cisalhamento superiores a 0,35 MPa (resistência máxima ao cisalhamento da interface, adotada por norma). Na mesma figura, também é possível observar que a tensão máxima cisalhante, na interface do modelo numérico corresponde a 2,38 MPa.

Cabe ressaltar que, após a carga de ruptura, a tensão cisalhante na interface continua a aumentar até um valor máximo de 4,46 MPa (passo 149, carga: 365,85 kN). Este aumento da tensão cisalhante ocorre em função da diminuição da área não

degradada, comportamento também evidenciado na modelagem numérica da parede ensaiada por Oliveira (2014), utilizando o software DIANA.

Com base nos resultados apresentados, é possível afirmar que o modo de ruptura da parede consistiu da associação de dois fenômenos, sendo eles, o surgimento de tensões de tração, devido ao efeito de flexão dos flanges, e a ruptura da interface alma/aba, devido às tensões de cisalhamento. Estas conclusões vão ao encontro dos relatos de Castro (2015).

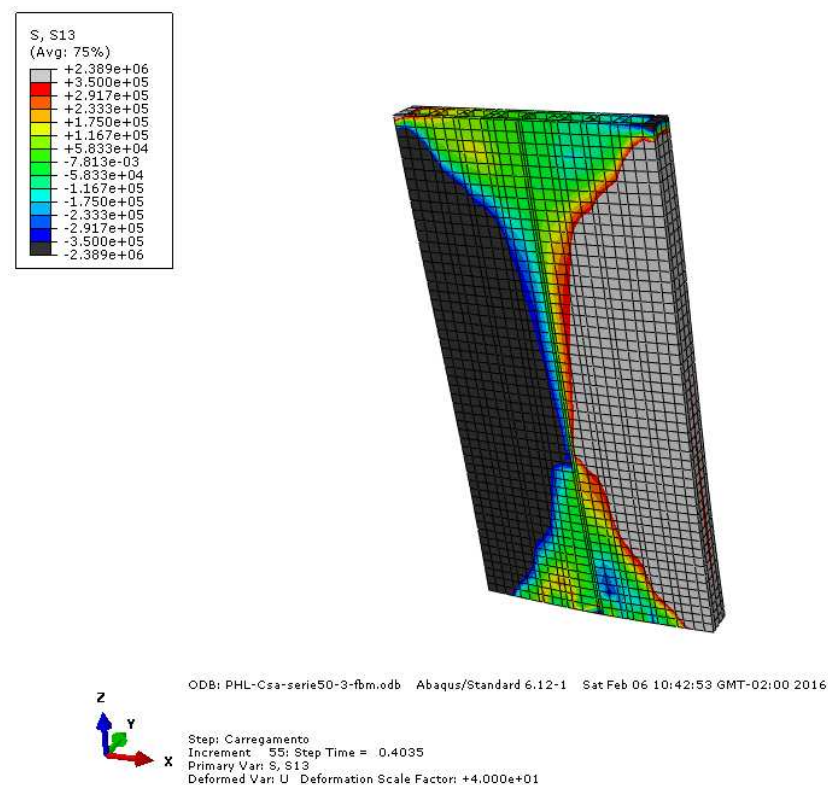


Figura 6-42- Tensões de cisalhamento na interface, PSAC.

c) Taxa de interação entre a alma e os flanges

Sabe-se que para paredes sem apoio central, ocorre total interação entre a alma e os flanges e que essa interação é responsável pelo surgimento de tensões cisalhantes na interface. Por meio da carga, que atua nos flanges e a deformação correspondente, é possível determinar o módulo de deformação. Assim, na Tabela 6-11 é apresentado o módulo de deformação secante para o carregamento entre 30% e 40% da carga máxima obtida na análise numérica. A forma de obtenção da deformação foi semelhante à apresentada no item 6.4.1.

Tabela 6-11- Módulo de deformação calculado entre 30% a 40% da carga máxima, PSAC.

Carga (kN)	Deformação Abas Inferior	Taxa de transferência	Tensão na aba* (MPa)	Mód. de defor. secante ¹ MPa	Mód. de defor. Secante ² MPa
30%	204,77 0,000134486	100%	0,99	5615,95	9783,88
40%	273,03 0,000193145	100%	1,32		

* Área Bruta
¹ Módulo de deformação na área bruta
² Módulo de deformação secante médio na área líquida

Pode-se ainda realizar uma comparação entre o valor do módulo de deformação secante obtido numericamente (neste trabalho) e experimentalmente (5545 MPa), determinada por Castro (2015), como base em seus ensaios. Efetuando essa comparação se tem que a diferença percentual entre os módulos é da ordem de + 1%, em relação ao resultado experimental.

Na Figura 6-43 são apresentadas as distribuições de tensões verticais na alma e no flange para o passo de carga 4, correspondente à carga de 225,06 kN, obtida para os flanges. E na Figura 6-44 são apresentadas as distribuições de tensões cisalhantes na alma e nos flanges, também obtidas no passo 4.

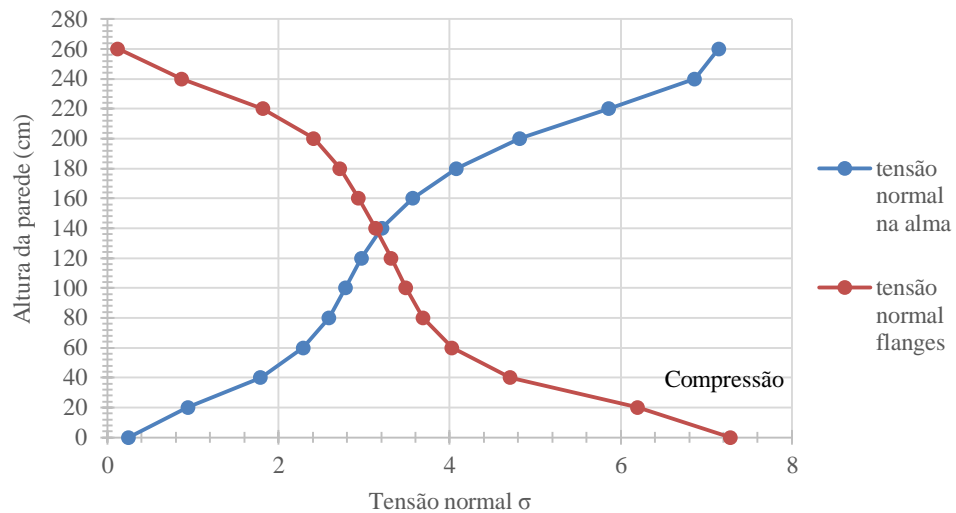


Figura 6-43- Distribuição de tensão normal, PSAC.

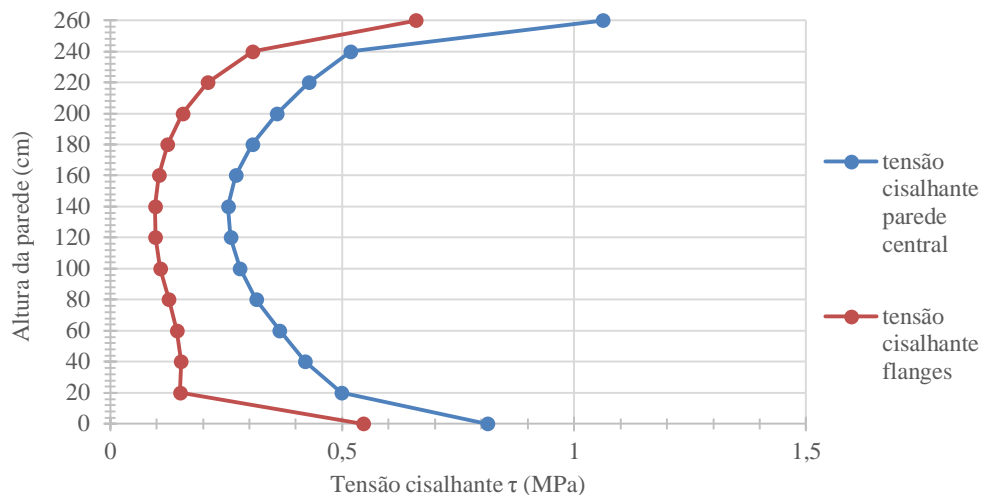


Figura 6-44- Distribuição de tensão cisalhante, PSAC.

Com base na Figura 6-43 é possível afirmar que ocorre transferência do carregamento da parede central para os flanges. Assim, a tensão vertical na alma diminui à medida que a tensão na aba aumenta, esta transferência de esforços ocorre ao longo de toda a altura da parede.

Além disso, por meio da distribuição de tensões cisalhantes na alma e nos flanges, apresentadas na Figura 6-44, é possível verificar que a transferência de esforços verticais se faz por meio de tensões cisalhantes, que surgem na interface e que se distribuem ao longo desta. A explicação da diferença entre a tensão de cisalhamento na alma e nos flanges para uma mesma posição foi dada no item 6.3.1.

6.3.2.2 Paredes com apoio central Castro (2015)

a) Tensões normais

A seguir são apresentados os resultados numéricos alcançados para as paredes com a alma apoiada, obtidos por Castro (2015). Algumas propriedades determinadas para as paredes sem apoio foram utilizadas para calibração da parede com a alma apoiada. Assim, os modos de ruptura apresentados no tópico 6.3.2.1 servirão de auxílio para determinação dos possíveis modos de ruptura para essa nova série de paredes.

Para atribuição das propriedades mecânicas dos materiais foram utilizados os dados constantes na Tabela 5-5 e Tabela 5-9, para as interfaces foram atribuídas as

propriedades da Tabela 5-13. Na Tabela 6-12 é apresentada uma comparação entre os resultados de carga máxima, relativos à ruptura da ligação alma/aba (passo de carga 139) e carga de fissuração, obtidos experimental e numericamente.

De acordo com relatos de Castro (2015), o ensaio era dado como concluído quando havia ruptura de uma aba mesmo que, após a ruptura, devido à redistribuição de esforços, o conjunto restante fosse capaz de suportar mais carga, sendo tal comportamento também evidenciado na modelagem numérica. Com base nos resultados da modelagem numérica, caso o ensaio continuasse após a ruptura dos flanges, a carga máxima corresponderia a 1378,72 kN (passo 148), que é relativa ao esmagamento do material compósito utilizado para representar a alvenaria na parte inferior da parede central.

Vale ressaltar que após o passo de carga (139), correspondente à carga máxima de ruptura dos flanges, a parede central é a única responsável por suportar todo o carregamento.

Tabela 6-12- Comparação entre os resultados experimentais de Castro (2015) e numérico obtido neste trabalho, da carga de fissuração e carga máxima relativa a ruptura dos flanges.

ID	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima* (kN)
1**	642,48	879,46
2**	728,25	1294,60
3**	703,00	952,73
Média (kN)	691,24	1042,26
D.P (kN)	44,07	221,50
C.V. (%)	6,38	21,26
(MPa)	-	-
Numérico	739,00	1098,51
Diferença (%) ¹	+ 6,91	+ 5,40

* Carga relativa ao rompimento da ligação alma/aba, passo de carga 139.
 ** Modelo experimental.
¹ Em relação ao modelo experimental.

Para obtenção da carga de fissuração na parede, adotou como critério a carga que provoca uma tensão vertical de valor dado pela equação 6.3. Atribuindo os valores correspondentes a paredes de Castro (2015), tem-se:

$$\sigma_{\text{fiss}} = 0,05 \cdot \frac{20,3}{0,574} \cdot \frac{10,6}{20,3} \cdot \frac{0,7}{0,8} = 0,81 \text{ MPa} \quad (6.6)$$

Sendo este o mesmo valor obtido para as paredes sem apoio do mesmo autor.

Observa-se na Tabela 6-12 que o modelo numérico representou adequadamente o comportamento experimental, no que diz respeito à carga máxima relativa à ruptura dos flanges e à carga de fissuração, sendo a maior diferença percentual da ordem de 7%.

A Figura 6-45 apresenta a distribuição final dos deslocamentos verticais bem como da deformada obtida a partir dos deslocamentos, para o último passo de carga 195 que apresentou convergência (carga: 746,83 kN), enquanto que a Figura 6-46 apresenta a deformada, para o passo de carga 139 (carga: 1098,51 kN), correspondente à carga de ruptura da ligação alma/abas por cisalhamento. Observe na Figura 6-45 e na Figura 6-46 que o modelo numérico é capaz de reproduzir a separação dos dois flanges.

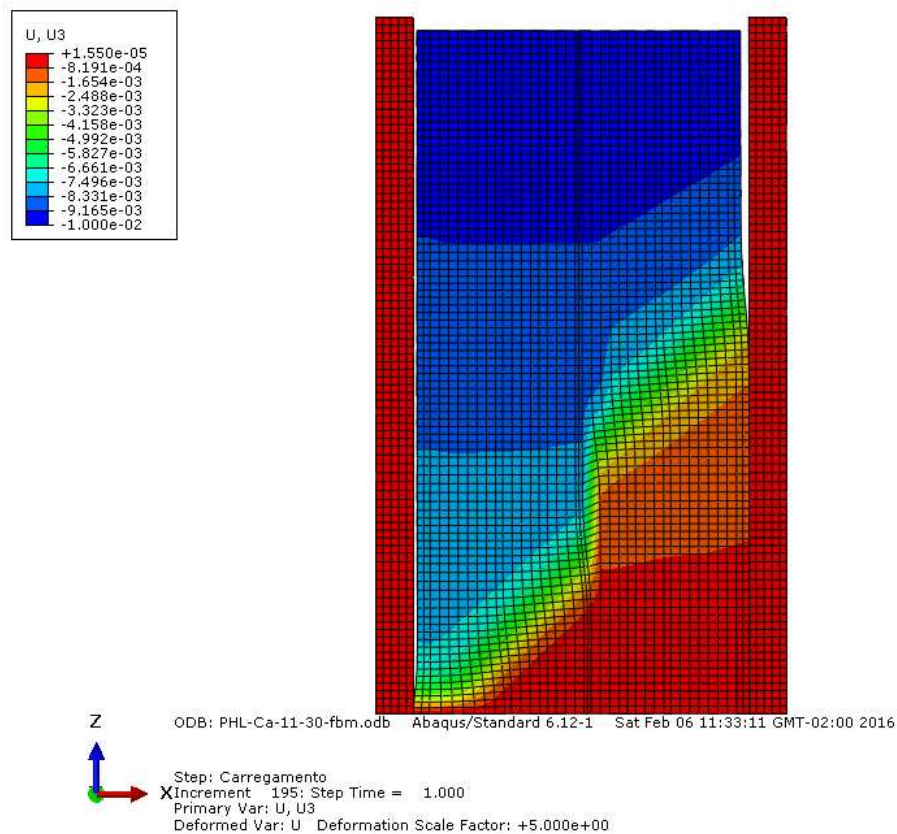


Figura 6-45- Deformada no último passo de carga 195 em m, correspondente à carga de 746,33 kN.

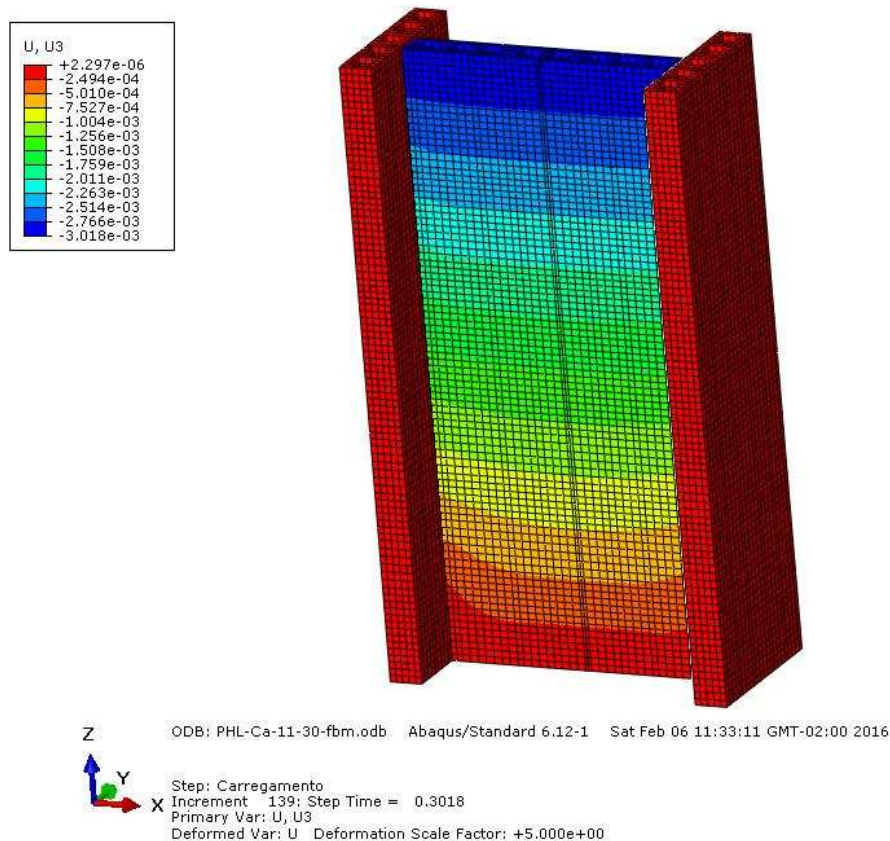


Figura 6-46- Deformada no passo de carga 139 (carga 1098,51 kN), correspondente à ruptura da ligação alma/aba em m.

Na Figura 6-47 é apresentada a distribuição de tensões correspondente à carga de primeira fissuração, passo de carga 7 (703,00 kN). Observe que a fissuração ocorre na interface entre a parede central e as abas. Ao se analisar a Figura 6-48 e a Figura 6-49, é possível verificar que, para esta intensidade de carregamento, a interface encontra-se fissurada onde uma pequena porção já se encontrava totalmente degradada.

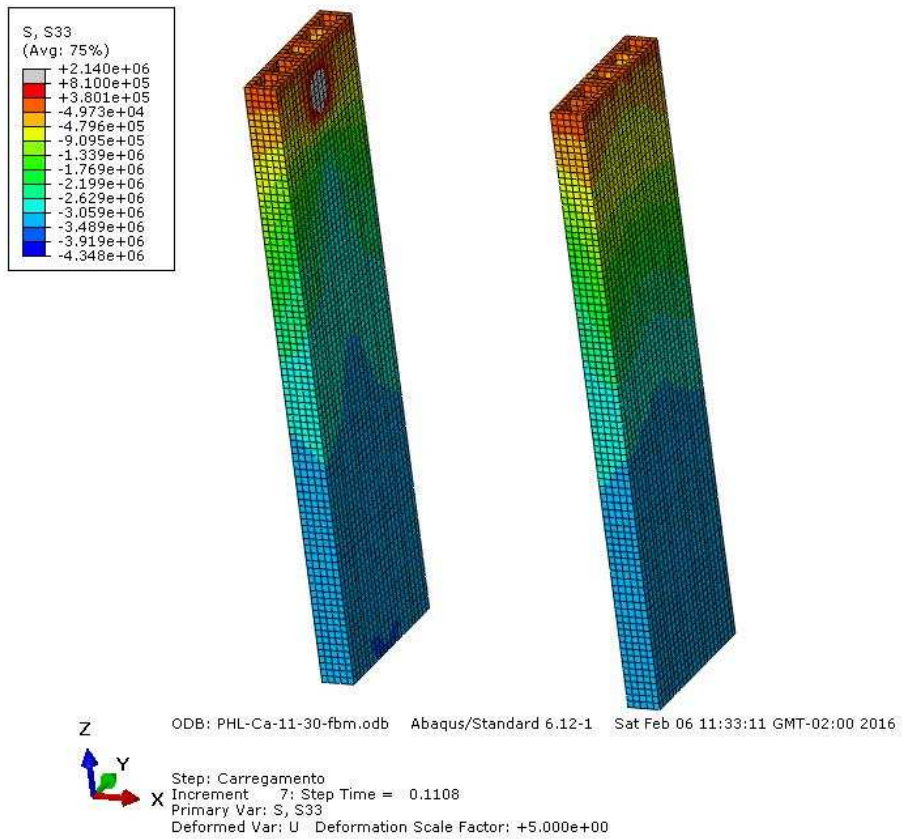


Figura 6-47- Início da fissuração em Pa, PCAC.

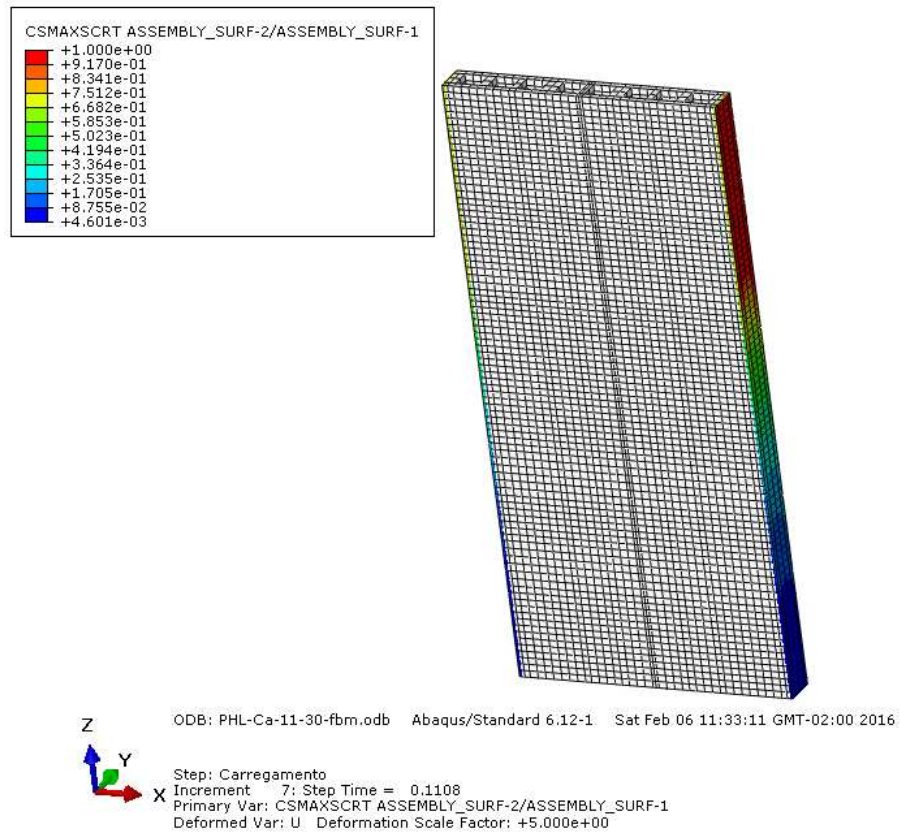


Figura 6-48- Fissuração na interface alma/aba em Pa, PCAC.

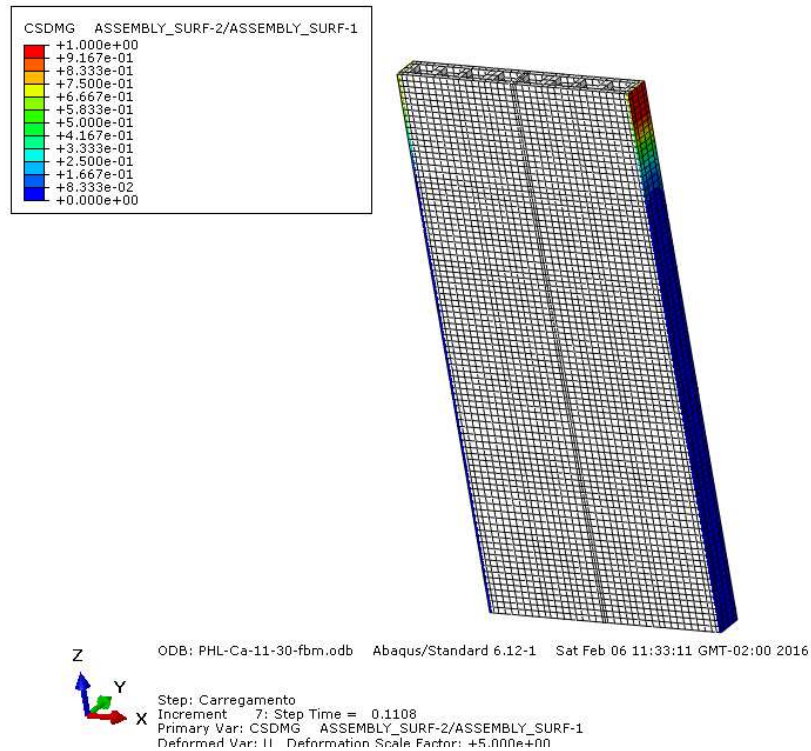


Figura 6-49- Degradação da interface em Pa, PCAC.

Observe na Figura 6-50 que, à medida que o carregamento aumenta, o processo de fissuração na interface expande em direção ao apoio. Utilizando a Figura 6-51, é possível notar a distribuição do processo de fissuração na interface ($C_{SMAXSCRT} = 1$) e sua conseqüente degradação (Figura 6-52). Assim se pode dizer que, para este passo de carga (139), a rigidez da interface se encontra quase que totalmente degradada.

Ao se comparar o estado de tensões verticais na parede, apresentado na Figura 6-47 e na Figura 6-50, percebe-se que apenas o local em que está ocorrendo o processo de fissuração apresenta valor de tensão maior que a tensão de fissuração (área em cinza). A parte da interface, que apresenta rigidez toda degradada ($C_{SDMG} = 1$), não contribui mais para a transferência de esforços e por este motivo as tensões, antes de tração e superiores à tensão de fissuração, reduzem de intensidade (o modelo sofre uma recuperação das deformações elásticas).

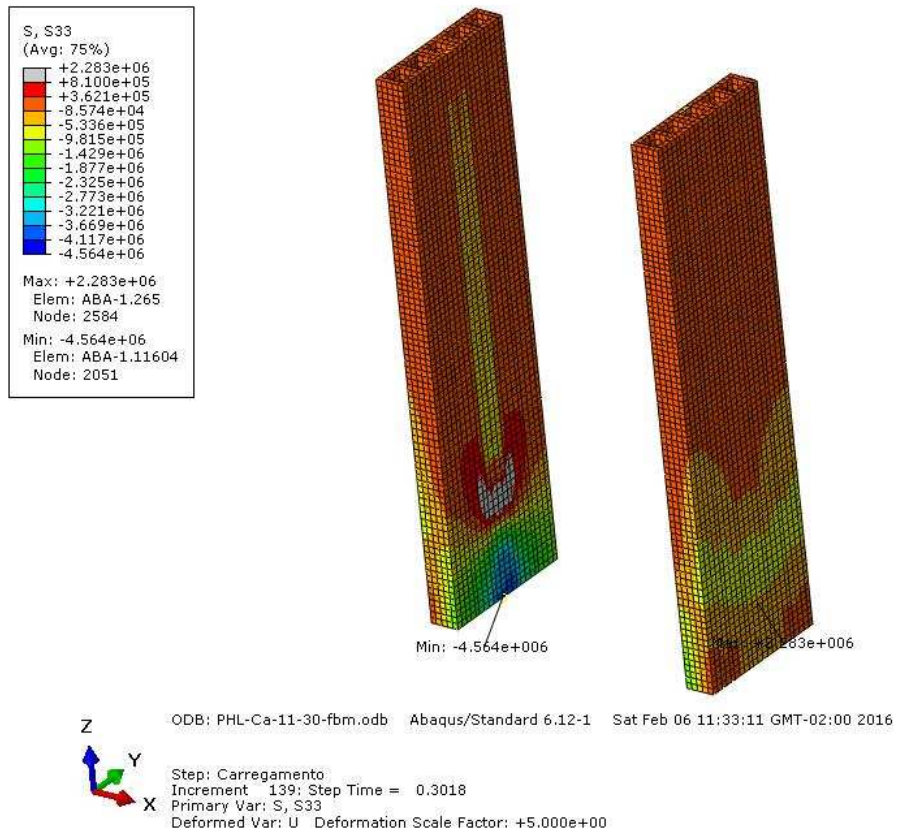


Figura 6-50- Fissuração na carga máxima relativa a separação dos flanges (passo 139), PCAC.

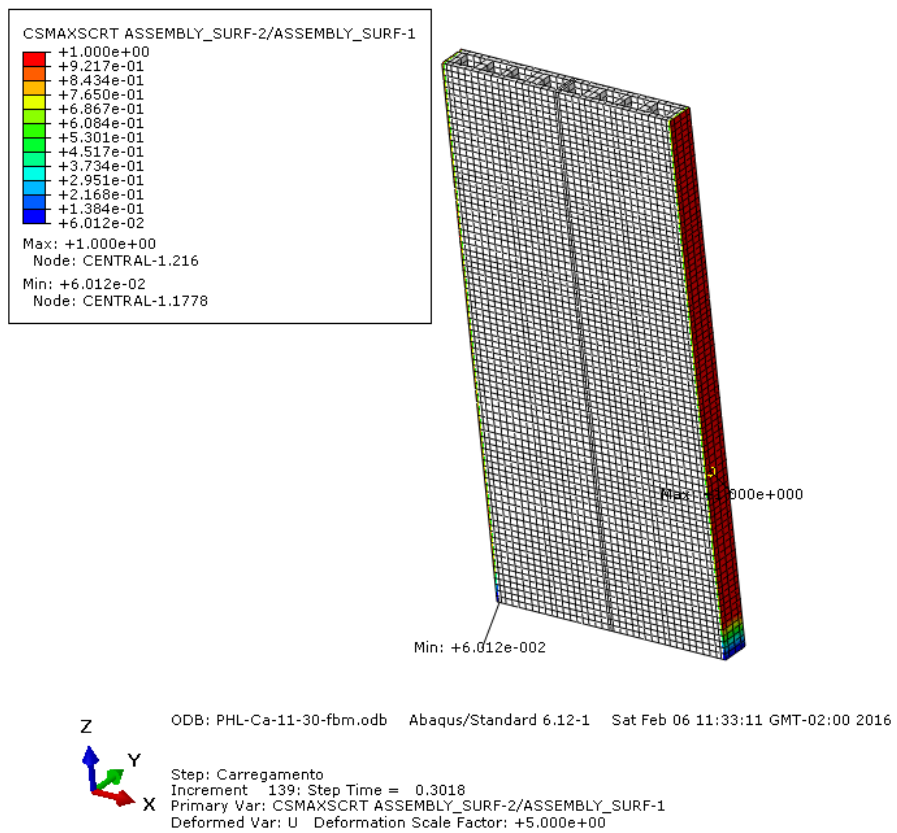


Figura 6-51- Distribuição de fissuração na interface na carga máxima de separação dos flanges (passo de carga 139), PCAC.

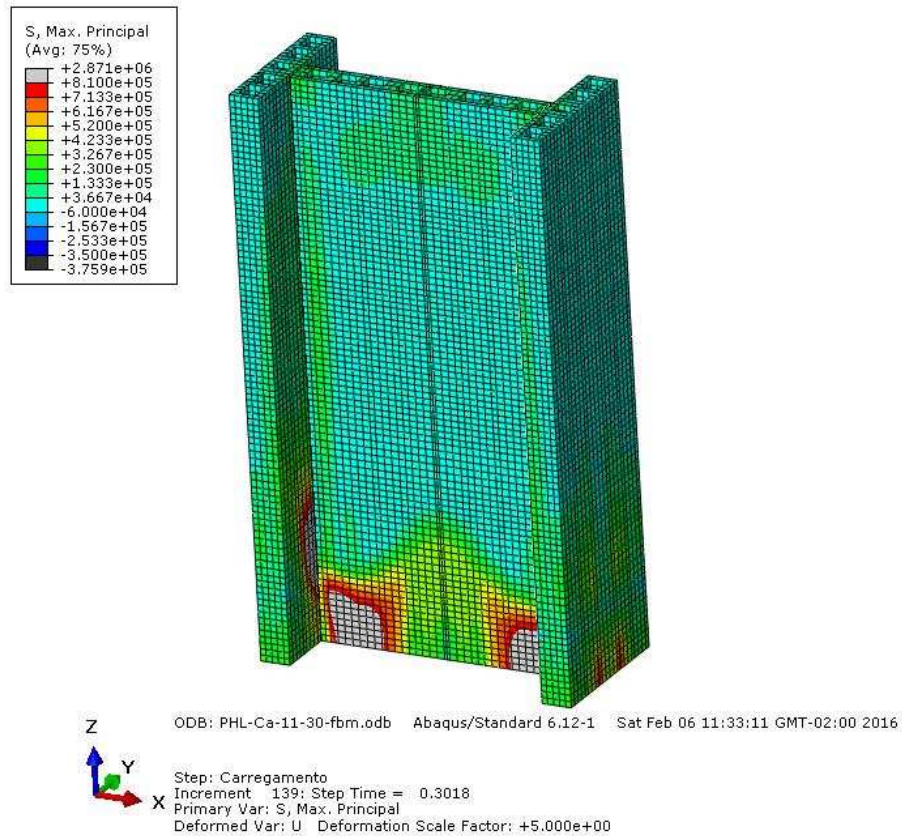


Figura 6-53- Tensões principais máximas (Pa) para o passo de carga 139 correspondente à carga de fissuração dos flanges (1098,51 kN), PCAC.

Analisando a Figura 6-54, que corresponde às tensões principais mínimas, tem-se que, para a carga máxima relativa, correspondente à carga de ruptura da interface, a menor tensão principal mínima do material compósito é cerca de 14 MPa, que é menor que a tensão de compressão do material (15,41 MPa), ou seja, não ocorrendo esmagamento do material, motivo pelo qual o modelo continua suportando carga até o passo 148 (1378,72 kN), representado na Figura 6-55, mesmo sem a contribuição dos flanges. Assim, para o passo 148, tem-se a máxima carga atuando no modelo, que é responsável por esmagar o material da parede central.

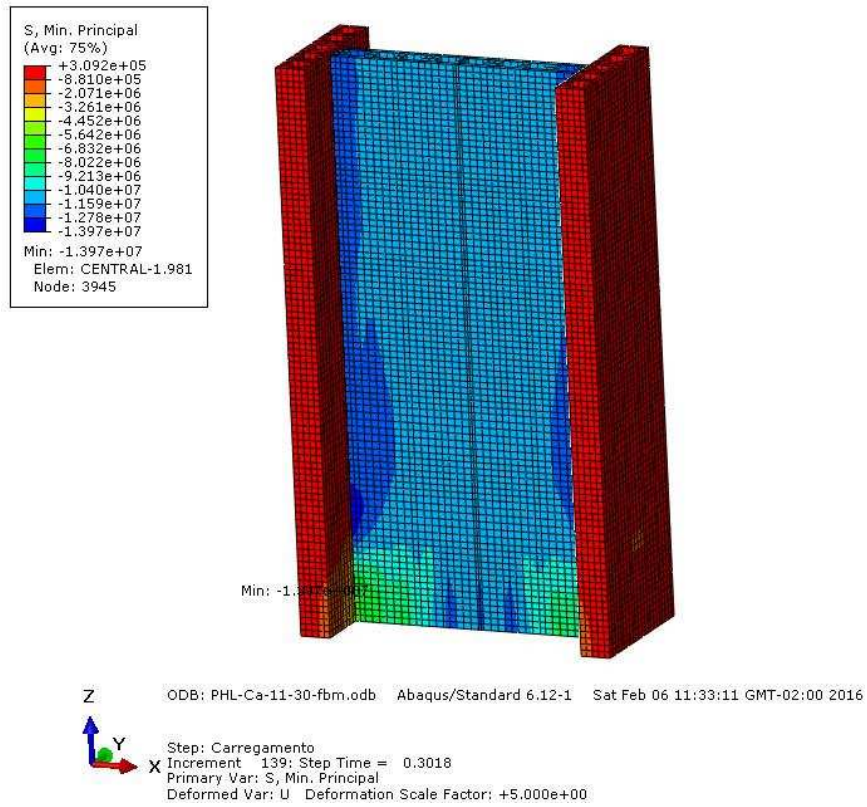


Figura 6-54- Estado de tensões principais mínimas (Pa), passo de carga 139, carga 1378,72 kN, PCAC.

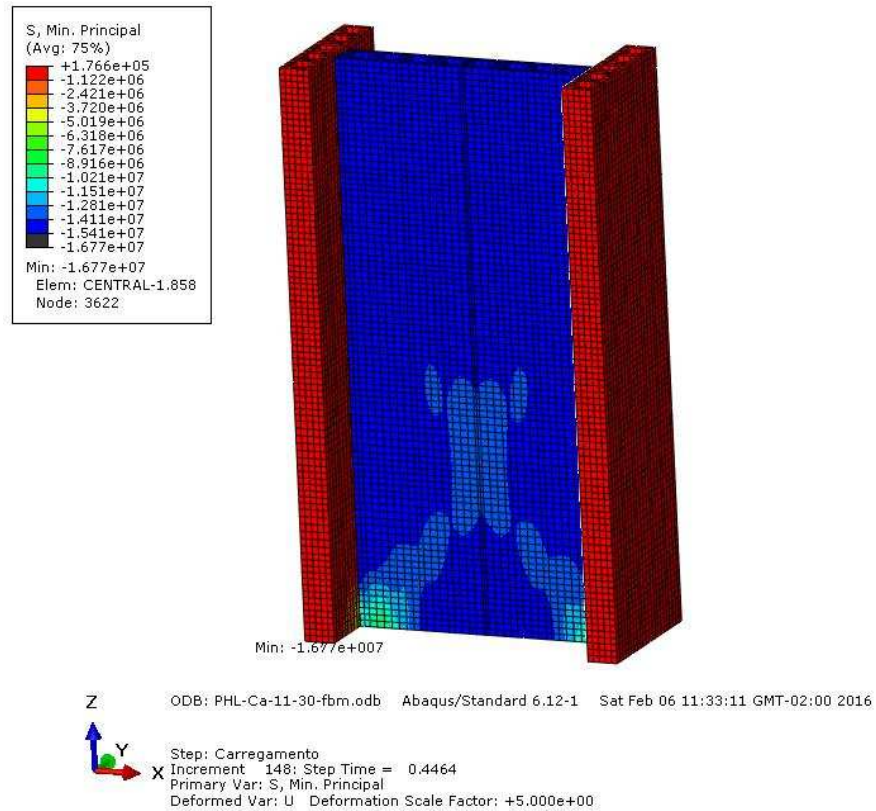


Figura 6-55- Estado de tensões principais mínimas (Pa), passo de carga 148, carga 1378,72 kN, PCAC.

a) Tensões cisalhantes

Na Figura 6-56 são mostradas as tensões de cisalhamento atuantes no modelo no passo de carga 139 (1098,51 kN), correspondente à carga máxima responsável por causar a ruptura na ligação aba/alma. Observe que as áreas em cinza e preto correspondem a tensões de cisalhamento superiores a 0,35 MPa. Para este passo de carga, a maior tensão cisalhante atuante na interface é da ordem de 1,73 MPa. É importante ressaltar que este valor de tensão cisalhante não é o maior valor apresentado no modelo, uma vez que a tensão cisalhante na interface depende de uma combinação de fatores, sendo eles a intensidade do carregamento aplicado, taxa de transferência dos esforços e área da interface não fissurada. Na Figura 6-57 é apresentada a variação da tensão cisalhante ao longo dos passos de carga, em que as áreas cinzas e pretas correspondem a tensões superiores a 0,35 MPa.

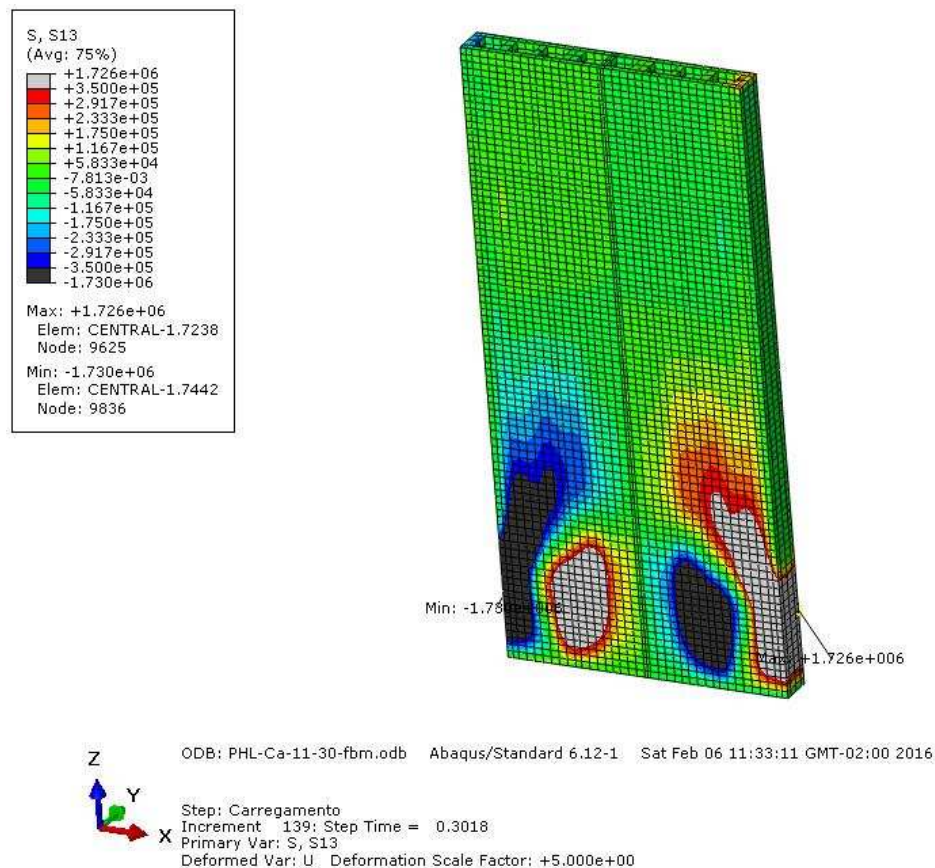
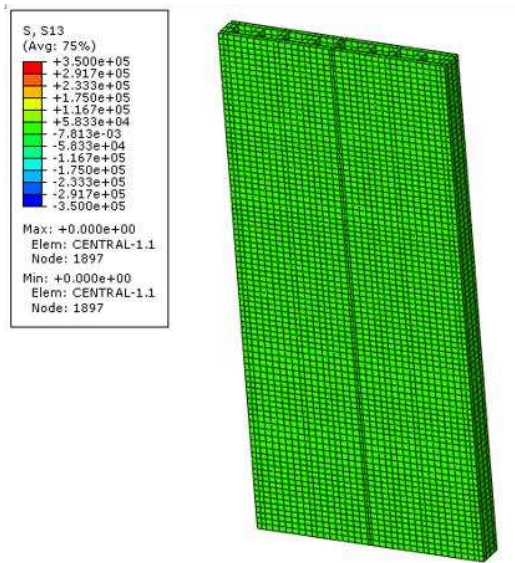


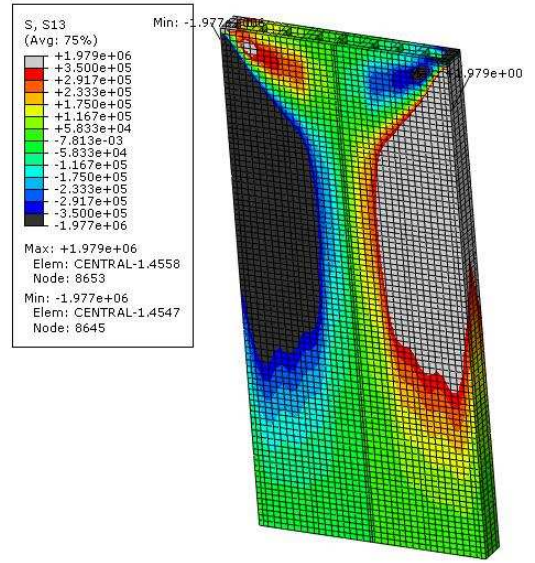
Figura 6-56- Tensões cisalhantes (Pa) na interface para o passo de carga 139 correspondente à carga de (1098,51 kN), PCAC.



Z ODB: PHL-Ca-11-30-fbm.odb Abaqus/Standard 6.12-1

Step: Carregamento
Increment 0: Step Time = 0.000
Primary Var: S, S13
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

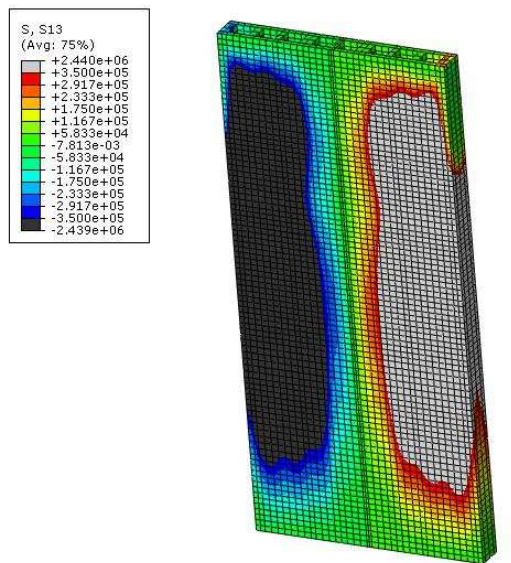
a)



Z ODB: PHL-Ca-11-30-fbm.odb Abaqus/Standard 6.12-1

Step: Carregamento
Increment 5: Step Time = 9.8906E-02
Primary Var: S, S13
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

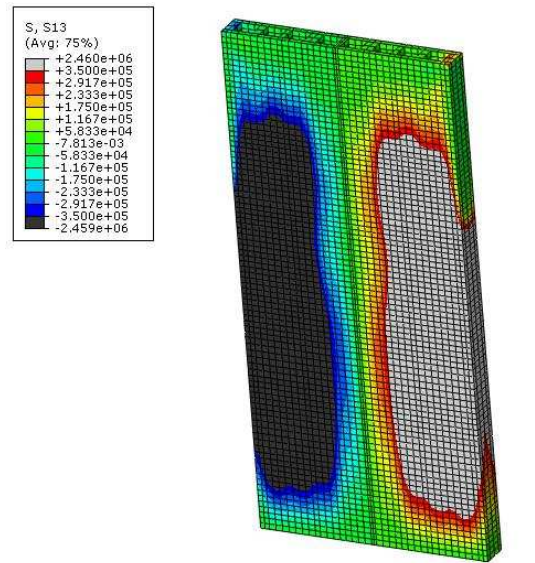
b)



Z ODB: PHL-Ca-11-30-fbm.odb Abaqus/Standard 6.12-1

Step: Carregamento
Increment 37: Step Time = 0.1330
Primary Var: S, S13
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

c)



Z ODB: PHL-Ca-11-30-fbm.odb Abaqus/Standard 6.12-1

Step: Carregamento
Increment 56: Step Time = 0.1475
Primary Var: S, S13
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

d)

Figura 6-57- Evolução das tensões cisalhantes em Pa, PCAC.

A partir do passo de carga 56 as tensões cisalhantes na interface começam a diminuir, deste modo, a maior tensão cisalhante obtida no modelo foi 2,46 MPa.

Com base nos resultados e discussão apresentados, pode-se afirmar que, para a parede com o trecho central apoiado, ensaiada por Castro (2015), o modo de ruptura ocorreu por cisalhamento da interface vertical. Esta mesma conclusão foi apontada pelo autor em seu trabalho.

b) Taxa de interação entre a alma e os flanges

Nas paredes com a alma apoiada, ao contrário do que ocorre com as paredes sem apoio central, a taxa de transferência alma/aba não é mais 100%. Utilizando-se o modelo numérico é possível determinar a taxa de interação correlacionando a carga nos flanges com a carga na alma, para cada incremento do carregamento. Pode-se ainda, com a determinação das deformações, obter o módulo de deformação. Na Tabela 6-13, é apresentado o módulo de deformação secante, para o carregamento entre 30% e 40% da carga máxima de ruptura dos flanges. A forma de obtenção da deformação foi semelhante à apresentada no item 6.3.1.

Tabela 6-13- Módulo de deformação calculado entre 30% e 40% da carga máxima de ruptura dos flanges (passo 139), PCAC.

Carga Total** (kN)	Carga nos flanges (kN)	Taxa de transferência	Tensão na alma* (MPa)	Deformação na parede central	Mód. de defor. secante MPa	Mód. de defor. Secante ¹ Médio MPa
30%	329,55	175,95	53%	0,68	0,00011584	5849,90
40%	439,40	234,49	53%	0,90	0,00015452	10191,46

* Área Bruta

** Carga total relativa a separação dos flanges

¹ Módulo de deformação secante médio na área líquida

Realizando uma comparação entre o valor do módulo de deformação secante obtido numericamente para paredes com apoio central, e experimentalmente (5236 MPa) determinado por Castro (2015), tem-se que a diferença percentual entre os módulos é da ordem de + 10% em relação ao resultado experimental.

Na Figura 6-58 são apresentadas as distribuições de tensões verticais na alma e nos flanges, para o passo 4, sob atuação do carregamento correspondente à 40% da carga de ruptura dos flanges. E, na Figura 6-59, são apresentadas as distribuições de tensões cisalhantes na alma e nos flanges.

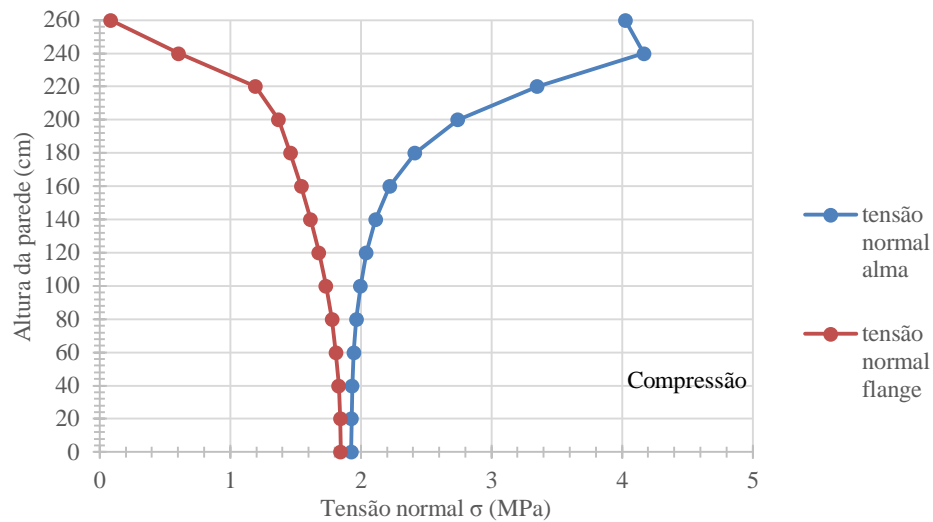


Figura 6-58- Distribuição das tensões verticais na alma e nos flanges para 40% da carga máxima de ruptura dos flanges, PCAC.

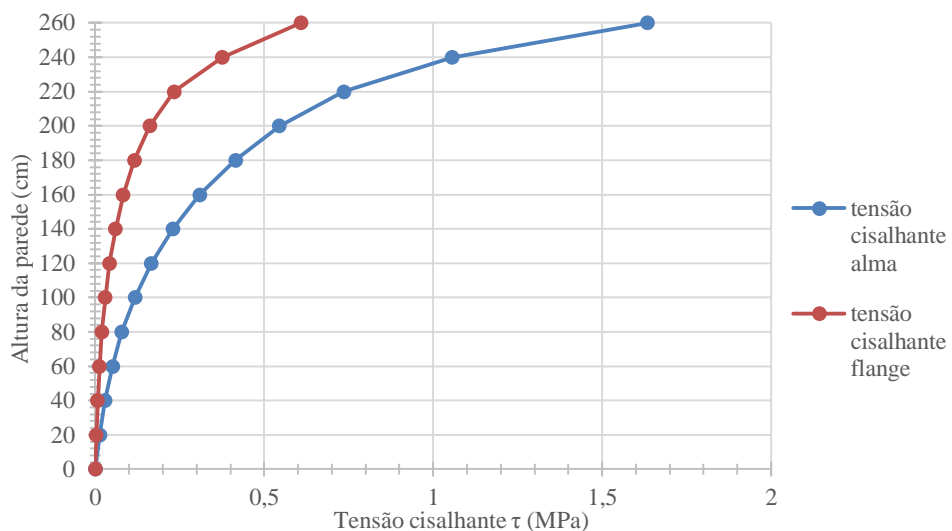


Figura 6-59- Distribuição das tensões cisalhantes, PCAC.

Com base na Figura 6-58, pode-se verificar que, para o passo de carga 4, ocorre homogeneização total das tensões verticais ao longo da interface vertical, de modo que,

no apoio, tanto os flanges quanto a parede central estão submetidos ao mesmo nível de tensão. Além disso, por meio da distribuição de tensões cisalhantes na alma e nos flanges, apresentada na Figura 6-59, é possível verificar que a tensão cisalhante apresenta valores máximos nas fiadas superiores, onde ocorre a maior taxa de transferência do carregamento da alma para aba, diminuindo à medida que se desloca em direção aos apoios, devido à homogeneização da carga vertical.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões

Neste trabalho foi realizado um estudo numérico, que consistiu na calibração de modelos computacionais capazes de representar o comportamento dos blocos, prismas e paredes, feitos com blocos de concreto. Estes modelos numéricos uma vez calibrados, servirão de auxílio a outros pesquisadores para que seja realizado o estudo paramétrico da influência de cada variável no comportamento global dos elementos de alvenaria.

A pesquisa foi dividida em três etapas, na primeira foram abordados conceitos a respeito da alvenaria estrutural, dentro do estado atual de conhecimento acerca do tema, tanto na área experimental quanto numérica. Na segunda etapa foram apresentados os resultados experimentais obtidos por Oliveira (2014) e Castro (2015), uma vez que estes resultados serviram de base para a calibração dos modelos numéricos. E na terceira etapa foram realizadas as modelagens e calibrações dos modelos numéricos. Ainda nesta etapa, com base nos resultados alcançados, foram discutidos os modos de ruptura e taxa de transferência de esforços entre a alma e os flanges para cada modelo.

Na etapa de modelagem, foram estudados os comportamentos dos blocos, prismas e paredes, ensaiados pelos dois autores. Para representação dos prismas adotou-se como estratégia de modelagem a micromodelagem detalhada, onde cada material foi representado com sua respectiva propriedade mecânica. Ainda foram utilizadas propriedades de interface, na tentativa de se representar o comportamento entre os dois materiais (bloco de concreto e argamassa). Para simulação das interfaces horizontais utilizaram-se as seguintes propriedades: Hard Contact e Tangencial Behavior. Para representação das interfaces verticais, que liga as duas partes dos blocos, utilizaram-se o Coesive Behavior e o Hard Contact.

Para a representação das paredes adotou-se como estratégia de modelagem a macromodelagem, onde o comportamento do material atribuído à parede era decorrente da micromodelagem dos prismas, ou seja, um material compósito. E, para o estudo das tensões cisalhantes que atuavam no encontro alma/aba, optou-se por atribuir propriedades específicas de interface, denominadas Coesive Behavior e Hard Contact.

De maneira geral, os modelos numéricos apresentaram ótima correlação com os ensaios experimentais. Para os prismas de Oliveira (2014), a diferença percentual entre as propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de deformação) obtidas experimental e numericamente, foram da ordem de 3%, enquanto que, para os resultados da modelagem dos prismas de Castro (2015), essa diferença foi da ordem de 5%. Ainda foi identificado, com base nos resultados numéricos, o mecanismo responsável pela ruptura dos prismas, o qual estava atuando no instante em que os modelos atingiram a carga máxima. Os modos de ruptura apontados no modelo numérico foram ao encontro dos observados nos ensaios experimentais, o que permite concluir que os modelos numéricos dos prismas são capazes de representar o comportamento real, sendo válidos para serem utilizados em análises paramétricas.

Para a modelagem numérica das paredes sem apoio, estudadas por Oliveira (2014), tem-se que as propriedades mecânicas obtidas numericamente foram cerca de 6% menores quando comparadas com os resultados experimentais. Apesar desta diferença, notou-se que o modo de ruptura do modelo numérico representou adequadamente a ruptura verificada nos ensaios experimentais. Ainda foi verificado que a máxima tensão cisalhante atuante na carga de ruptura vale 1,87 MPa (obtida numericamente),

apresentando resultado 13% maior que o obtido por Oliveira (2014), com base em sua simulação numérica utilizando o DIANA.

Para as paredes sem apoio ensaiadas por Castro (2015), tem-se que a diferença percentual entre as propriedades mecânicas obtidas experimentalmente e numericamente é em torno de 4%, em relação ao ensaio experimental. Tem-se ainda, que a máxima tensão cisalhante atuante no instante em que a carga atinge a ruptura da interface vale 2,4 MPa, logo o valor de norma pode ser considerado conservador.

Ambas as paredes sem apoio central apresentam taxa de interação de 100% entre a alma e os flanges, como consequência se tem que todo carregamento vertical atuante na alma deve ser transferido aos flanges. Tal comportamento pôde ser verificado por meio da distribuição das tensões normais nas regiões próximas a interface. Notou-se que as tensões nos flanges aumentam à medida que se desloca em direção ao apoio, ocorrendo o contrário na alma. Ainda, foi estudado a distribuição das tensões cisalhantes na interface, em que foi percebido que nas primeiras fiadas a tensão cisalhante apresenta valores maiores quando comparados com as últimas fiadas. Tal comportamento se deve em função da maior taxa de transferência de esforços nas primeiras fiadas, uma vez que, para o nível de carregamento estudado, ainda não se tinham grandes extensões de interface degradada.

Para a parede com apoio central, obteve-se uma correlação entre as propriedades mecânicas obtidas numérica e experimentalmente da ordem de 10% em relação ao ensaio experimental. Este fato indica que o modelo numérico é capaz de representar o comportamento do modelo real, no que diz respeito às propriedades mecânicas. Além disso, foi realizado um estudo a respeito da tensão cisalhante na interface e foi concluído que, no instante em que a carga aplicada atinge a carga de ruptura da interface, a máxima tensão cisalhante atuante nesta vale 2,4 MPa.

Foi notado ainda que, no caso das paredes sem apoio central, à medida que o carregamento aumenta, a tensão cisalhante na interface também é elevada, favorecendo o processo de fissuração e, conseqüentemente, com a diminuição da área útil, sem fissuração, ocorre o aumento na tensão cisalhante solicitante. Assim, o aumento da tensão cisalhante se dará por dois motivos: primeiro, devido ao aumento do carregamento, e segundo devido à diminuição da área não fissurada. Deste modo, ao longo dos passos de

carga, a tensão cisalhante na interface tende a apresentar valores cada vez maiores. Este comportamento ocorre, uma vez que, como a parede não possui apoio central todo o esforço vertical atuante deve ser transferido aos flanges.

O mesmo comportamento não ocorre nas paredes com apoio central, uma vez que, à medida que ocorre fissuração da interface vertical, a taxa de transferência de esforços diminui, sendo a parcela de carga não transferida absorvida pela parede central. Logo, a tensão cisalhante na interface aumenta em função do aumento do carregamento e, por outro lado, diminui à medida que ocorre a fissuração (diminui a taxa de transferência de esforços). Consequentemente, ao longo dos passos de carga, a tensão de cisalhamento atuante na interface tende a diminuir.

Foi verificado ainda a taxa de transferência de esforços entre a alma e os flanges, para as paredes com apoio central. Observou-se que, para o nível de carregamento estudado, ocorreu homogeneização das tensões verticais atuantes ao longo da interface vertical, sendo a taxa de transferência alma/flanges da ordem de 53%. Assim, nas últimas fiadas, os flanges e a alma apresentavam quase o mesmo nível de tensão. Vale ressaltar que este comportamento só é verificado para menores intensidades de carregamento, de modo que este provoque pequenas extensões de fissuração na interface, uma vez que esta afeta a taxa de transferência de esforços e, consequentemente, a homogeneização das tensões verticais.

Para as paredes, foram ainda discutidos os modos de ruptura. Para tal, analisaram-se as tensões principais máximas e mínimas e a tensão cisalhante na interface. Pode-se concluir, através dos resultados numéricos, que as paredes sem apoio central romperam devido à combinação de dois fenômenos: o surgimento de tensões de tração decorrente do efeito de flexão da parede central e o cisalhamento da interface. Já para a parede com apoio central, a ruptura ocorreu devido ao efeito de cisalhamento da interface. Estes modos de ruptura se mostraram de acordo com o comportamento observado por Oliveira (2014) e Castro (2015) durante a realização dos ensaios experimentais.

Portanto, tem-se que os modelos numéricos calibrados foram capazes de reproduzir os comportamentos reais dos elementos de alvenaria. Deste modo, na falta de resultados experimentais, pode-se utilizar os valores decorrentes dos resultados

numéricos, desde que o elemento em estudo se apresente em condições análogas às deste trabalho.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros têm-se:

- Estudo experimental de paredes com amarração indireta;
- Calibração do modelo numérico utilizando amarração indireta;
- Desenvolvimento de expressões analíticas, que permitam a obtenção da tensão cisalhante máxima na interface, em função da resistência do bloco, da resistência da argamassa, do tipo de amarração e do esforço solicitante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFSHARII, Farhad; KALDJIAN, Movses J. Finite element analysis of concrete masonry prisms. **Materials Journal**, v. 86, n. 5, p. 525-530, 1989.

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

ALI, S. S.; SINHA, B. P.; USMANI, A. Solid masonry walls stiffened by returns. In: **International seminar on structural masonry for developing countries**, ed. 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 (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 530**: Commentary on building code requirements for concrete masonry structures. Detroit, 2011.

_____. **ACI 318-11** – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit, 2011.

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.

_____. **C1006 – 07**: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units. Pennsylvania, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de estrutura de concreto - procedimentos. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. 50p.

_____. **NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 35p.

_____. **NBR 14321**: Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2007.

ATKINSON, R.H; NOLAND, J.L., ABRAMS, D.P. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prism in compression. In: **Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference**, v. 1, pp. 577-592. Melbourne, 1985.

AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3700**: Masonry structures. Austrália, 2001.

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. Ilha Solteira, São Paulo, 2001.

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. São Carlos, 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. São Carlos, 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. Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.

CARDOSO, H. S (2014). **Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2014.

CASTRO, L. O. **Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais**. 2015. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, Minas Gerais, 2015.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990 – V1**. Lausanne, 1990a.

_____. **CEB-FIP Model Code 1990**. Bulletin d'Information, 1990b.

CHEEMA, T.S.; KLINGNER, R. E. Compressive strength of a concrete masonry prism. **American Concrete Institute Journal**. January-February, 1986. p. 88-97.

CHEN, Q.; ANDRAWES, B. **3D Finite Element Modeling to Study the Behavior of Shape Memory Alloy Confined Concrete**. 15th World Conference on Earthquake Engineering – WCEE (2012). Lisboa, Portugal, 2012.

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**. São Carlos, São Paulo, 2003.

- CORRÊA, M. R. S. **Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural**. Tese (Livredocência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2003.
- 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**, vol. 134-6, p. 947–960. Canada, 2008.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1996-1-1** – Eurocode 6 – Design of Masonry Structures: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. BSI: London, 2005.
- EUROPEAN STANDARD. **EN 1052-3**. Methods of test for masonry: part 3 – determination of initial shear strength. London, 1999.
- GOMES, N. S. **A resistência das paredes de alvenaria**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1983.
- GOMES, I.R. **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.
- GUO, Zhenhai. **Principles of Reinforced Concrete**. 1 edition. Elsevier: Oxford, 2014.
- 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**. Florianópolis, 2011.
- HILDSDORF, H. K. Investigation into the Failure Mechanisms of brick Masonry loaded in axial compression. In: **Designing, Engineering and construction with Mansonry Products** p. 34-41. Gulf Publishing CO.: Houston, Texas, 1989.
- HAMID, Ahmad A.; DRYSDALE, Robert G. Suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compression. In: **Journal Proceedings**. 1979. p. 1047-1062.
- JANKOWIAK I., KĄROL W., MADAJ A. **Identification of a continuous composite beam numerical model, based on experimental tests**. 7th Conference on Composite Structures, Zielona Góra, 2005, pp. 163–178.
- JUSTE, Andrea Elizabeth. **Estudo da Resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão**. 2001. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBAIRN, D. R. Mechanical properties of materials used in concrete blockwork construction. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, n. 158, p. 1-14, 1992.
- KHOO, Cheng-Lim. **Failure criterion for brickwork in axial compression**. Edinburgh, Scotland, 1972.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of civil and mechanical engineering**, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

KUPFER, Helmut; HILSDORF, Hubert K.; RUSCH, Hubert. Behavior of concrete under biaxial stresses. In: **Journal Proceedings**. 1969. p. 656-666.

LOURENCO, P. B. Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. **Theory and engineering applications of computational methods**, p. 57-91, 1998.

LOURENÇO, Paulo B.; ROTS, Jan G. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. **Journal of engineering mechanics**, v. 123, n. 7, p. 660-668, 1997.

LOURENCO, PAULO B. **Computational strategies for masonry structures**. TU Delft, Delft University of Technology, 1996.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of solids and structures**, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MAURÍCIO, Rodrigo Menossi. **Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1: 4**. [S. l.]: 2005.

MOHAMAD, Gihad; ROMAN, H. R.; SEGAVE, A. M. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. Tese de Doutorado. Tese de M. Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC/UFSC, Florianópolis, 1998.

MOHAMAD, G. **Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 2007. 290f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho. Portugal, 2007.

DE OLIVEIRA, Luciane Marcela Filizola; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 13, n. 59, p. 13-16, 2011.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.

PELETEIRO, Suzana Campana. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. 2002. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PINHEIRO, D. G. **Estudo do comportamento mecânico de blocos cerâmicos com diferentes larguras**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul, 2009.

RAMALHO, M. A.; CORREA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Editora PINI Ltda: São Paulo, 2003.

RIDDINGTON, J. R.; FONG, K. H.; JUKES, P. Numerical study of failure initiation in different joint shear tests. **Masonry International**, v. 11, n. 2, p. 44-50, 1997.

ROMAGNA, R. H. **Resistência a compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 195p. 2000. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

SAYED-AHMED, E. Y.; SHRIVE, N. G. Nonlinear finite-element model of hollow masonry. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, n. 6, p. 683-690, 1996.

SHRIVE, N. G. A fundamental approach to the fracture of masonry. In: **Proceedings of the 3 rd Canadian Masonry Symposium**, Edmonton. 1983. p. 1-4.

SHRIVE, N. G.; EL-RAHMAN, M. Understanding the cause of cracking in concrete: a diagnostic aid. **Concrete International**, v. 7, n. 5, p. 39-44, 1985.

PLUIJM, van der R. Rob. **Out-of-plane bending of masonry: behaviour and strength**. Tese de Doutorado. Technische Universiteit Eindhoven. 1999.