



**Universidade Federal de Santa Catarina
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

**INFLUÊNCIA DO PADRÃO DE ARGAMASSAMENTO NA
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PRISMAS E MINI-PAREDES
DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

RODRIGO CARVALHO DA MATA

Florianópolis, Março de 2006.

**“INFLUÊNCIA DO PADRÃO DE ARGAMASSAMENTO NA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DE PRISMAS E MINI-PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO”**

RODRIGO CARVALHO DA MATA

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Prof.º Glicério Trichês, Dr. – Coordenador do PPGEC

Prof.ª. Henriette Lebre La Rovere, PhD. – Orientadora / Moderadora

COMISSÃO EXAMINADORA:

Dr. Luiz Roberto Prudêncio Jr. – Co-Orientador – ECV/UFSC

Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa – USP

Dr. Narbal Ataliba Marcellino – ECV/UFSC

***Dedicado à
Marcilene Rodrigues Barbosa
minha amada esposa pelo
apoio e incentivo na
realização do Mestrado***

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo.

À minha esposa Marcilene Rodrigues Barbosa pelo amor e incentivo para realização deste trabalho.

Aos meus pais Maria Elena Carvalho de Oliveira e Nelson Rodrigues da Mata pelo amor que sempre me dedicaram e pela educação dada.

Aos meus irmãos Marcos Cândido, Nilson da Mata e Alessandra da Mata pelo amor e incentivo.

À minha segunda mãe D^a. Maria Tomaz e Marilene Rodrigues pelas constantes orações ao meu favor.

À professora Henriette Lebre La Rovere pela orientação, dedicação, confiança e amizade.

Ao professor Luiz Roberto Prudêncio Jr. pela co-orientação do trabalho, confiança e amizade.

Ao professor Narbal Ataliba Marcelino pela amizade e apoio no Laboratório de Experimentação em Estruturas.

Ao professor Daniel Loriggio pela amizade e companheirismo.

Ao professor Glicério Trichês e a Marinéia Vieira coordenador e secretária do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Aos amigos Lucinei Ulisses Santana (Nei), Marcos Souza Amaral (Marquito), Márcio Wrague Moura, Leonardo Alves de Campos, Fábio Ascenço, Almir Bastos, Felipe Tamashiro, Igor Pierin, Ana Paula Rech, Denis Fernandes Weidmann, Juliana Casali, Alexandre Lima (Leco), Carlos Menegazzo (Cacá), Renata Stramandinoli, Vlademir Senger, Marco André Argenta, pelo grande apoio durante a realização dos ensaios.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – pelo financiamento deste trabalho.

À empresa Toniolo Pré-Moldados Ltda pelo fornecimento dos blocos de concreto necessários para a realização desta pesquisa.

Aos professores que transmitiram seus conhecimentos nas disciplinas.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xiv
RESUMO.....	xv
ABSTRACT.....	xvi
Capítulo 1: Introdução.....	1
1.1 – Considerações iniciais e históricas da alvenaria.....	1
1.2 – Objetivos.....	8
1.2.1 – Justificativa e relevância do trabalho.....	8
1.2.2 – Objetivos gerais.....	9
1.2.3. – Objetivos específicos.....	9
1.2.4 – Organização.....	10
Capítulo 2: Revisão Bibliográfica.....	12
2.1 – Partes componentes da alvenaria estrutural de blocos de concreto.....	12
2.1.1 – Blocos.....	12
2.1.1.1 - Definição e Especificação.....	12
2.1.1.2 – Materiais constituintes, produção e dosagem.....	15
2.1.1.3 – Propriedades físicas.....	20
2.1.1.4 – Propriedades mecânicas.....	22
2.1.2 – Argamassa.....	25
2.1.2.1 – Definição.....	25
2.1.2.2 – Funções.....	26
2.1.2.3 – Propriedades.....	27
2.1.2.3.1. – Retenção de água.....	27
2.1.2.3.2. – Trabalhabilidade.....	28

2.1.2.3.3. – Resistência à Compressão.....	29
2.1.2.3.4. – Resiliência.....	30
2.1.2.3.5. – Aderência.....	30
2.1.2.4 – Tipos de argamassa.....	31
2.1.2.5 – Materiais constituintes de argamassa.....	32
2.1.2.6 – Dosagem.....	33
2.2 – Alvenaria.....	34
2.2.1 – Introdução.....	34
2.2.2 – Fatores que afetam a resistência da alvenaria.....	36
2.2.2.1 – Resistência do bloco.....	36
2.2.2.2 – Resistência da argamassa.....	37
2.2.2.3 – Geometria.....	39
2.2.2.4 – Espessura da junta de assentamento.....	39
2.2.2.5 – Características de deformação das unidades e da argamassa.....	40
2.2.3 – Equações empíricas ou tabelas para determinação da resistência à compressão da alvenaria.....	40
2.2.4 – Equações analíticas para determinação da resistência à compressão da alvenaria.....	44
2.2.5 – Comparação entre as diversas equações para resistência à compressão da alvenaria.....	48
2.2.6 – Ensaios experimentais para obtenção da resistência à compressão da alvenaria.....	49
2.2.6.1 – Revisão bibliográfica de ensaios realizados anteriormente.....	49
2.2.6.2 – Revisão bibliográfica de pesquisas em modelos computacionais usados em alvenaria.....	55
Capítulo 3: Método dos Elementos Finitos.....	61
3.1 – Elemento sólido.....	61
3.2 – Formulação isoparamétrica.....	66

Capítulo 4: Programa Experimental	71
4.1 – Caracterização dos materiais.....	71
4.1.1 – Blocos	71
4.1.2 – Argamassa de assentamento.....	73
4.2 – Moldagem dos prismas e das mini-paredes.....	75
4.2.1 – Instrumentação dos prismas e das mini-paredes.....	78
4.2.2 – Ensaio à compressão dos blocos, prismas e mini-paredes.....	82
Capítulo 5: – Análise por elementos finitos	84
5.1 – Preparação de um modelo para utilização do MEF usando o SAP2000®.....	85
5.2 – Resultados das análises de elementos finitos.....	91
5.2.1 – Prismas.....	91
5.2.1.1 – Prismas com argamassamento total.....	91
5.2.1.2 – Prismas com argamassamento parcial.....	95
5.2.1.3 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento.....	98
5.2.2 – Mini-paredes.....	101
5.2.2.1 – Mini-paredes com argamassamento total.....	101
5.2.2.2 – Mini-paredes com argamassamento parcial.....	108
5.2.2.3 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento.....	113
Capítulo 6: Resultados experimentais e comparação com resultados numéricos	119
6.1 – Resultados Experimentais.....	119
6.1.1 – Ensaio à compressão de blocos.....	119
6.1.2 – Ensaio à compressão de prismas.....	120
6.1.3 – Ensaio à compressão de mini-paredes.....	125
6.2 – Comparação entre os ensaios experimentais e análise numérica..	136
6.2.1 – Prismas.....	136
6.2.2 – Mini-paredes.....	138

Capítulo 7: Conclusões e Recomendações.....	147
Capítulo 8: Referências Bibliográficas.....	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Babilônia: (a) representação esquemática da cidade-estado (1900 a.C.) e (b) Porta de Istar (575 a.C.) LOURENÇO (1999).....	2
Figura 1.2 – Pirâmide de Snefuru (c. 2600 a.C.) em Dahshur (LOURENÇO, 1999).....	3
Figura 1.3 – (a) Domus Flavia, Roma, Itália (terminada em 92 d.C.), (b) Igreja em Gensac-la-Pallue, França (século XII) e (c) Ponte Pont du Gard, França (14 d.C.), tem 290 m de comprimento e 50 m de altura (LOURENÇO, 1999).....	3
Figura 1.4 – Catedral gótica, Amiens, França (1220-1288) (LOURENÇO, 1999).....	4
Figura 1.5 – Diagrama de construção da abóbada da Capela Henrique VII na Abadia de Westminster, Londres, Reino Unido (1510) (Lourenço, 1999).	4
Figura 2.1 – Exemplo de vibro-prensa fixa utilizada na produção de blocos de concreto	19
Figura 2.2 – Esquema do ensaio de resistência à tração por compressão, conforme ASTM C 1006 (1984) apud STEIL (2003).....	24
Figura 2.3 – Prisma e Mini-parede de bloco de concreto.....	35
Figura 2.4 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria.....	35
Figura 2.5 – Variação da resistência à compressão de prismas de alvenaria de blocos vazados de concreto em função da resistência do bloco (DRYSDALE <i>et.al</i> apud LA ROVERE, 1997).....	37
Figura 2.6– Efeito da resistência da argamassa na resistência à compressão de prismas de alvenaria de unidades de concreto (DRYSDALE <i>et.al</i> apud LA ROVERE, 1997).....	38
Figura 2.7 – Efeito da espessura das juntas na resistência de prismas de alvenaria de unidades de concreto (DRYSDALE <i>et.al</i> apud LA ROVERE, 1997).....	39
Figura 2.8 – Resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto a partir da resistência do bloco e tipo de argamassa pela norma ACI/ASCE/TMS (LA ROVERE, 1997).....	41
Figura 2.9 – Critério de ruptura de Hilsdorf para alvenaria sob compressão..	45
Figura 2.10 – Variação de f_m segundo diversos autores (LA ROVERE, 1992).....	48
Figura 2.11 – Variação de f_m segundo diversos autores(LA ROVERE, 1992).	48

Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão de cilindros de concreto e alvenaria de tijolos com a razão altura/espessura. (KREFELD, 1938).....	50
Figura 2.13 – Efeito do número de fiadas na resistência à compressão de prismas. (FRANCIS et al., 1971).....	51
Figura 2.14 – Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria, (b) modelo micro detalhado, (c) modelo micro simplificado e (d) modelo macro. (LOURENÇO, 1996).....	57
Figura 2.15 – Mini-parede e sub-elemento da parede. (XIE et al., 1993).....	60
Figura 3.1 – Elemento sólido hexaédrico de oito nós.....	62
Figura 3.2 – Elemento hexaédrico de 8 nós: Referencias global e isoparamétrico local.....	67
Figura 4.1 – Assentamento da primeira fiada das mini-paredes.....	76
Figura 4.2 – Argamassamento utilizando a desempenadeira adaptada.....	76
Figura 4.3 – Verificação da planicidade e nível da mini-parede.....	77
Figura 4.4 – Assentamento dos prismas e verificação do nível no topo.....	77
Figura 4.5 – Locação dos <i>LVDT's</i> na mini-parede.....	79
Figura 4.6 – Locação dos <i>LVDT's</i> no prisma.....	79
Figura 4.7 – Locação dos <i>LVDT's</i> na mini-parede.....	80
Figura 4.8 – Locação dos <i>LVDT's</i> no prisma.....	80
Figura 4.9 – Localização dos extensômetros elétricos na mini-parede.....	81
Figura 4.10 – Detalhe da instrumentação com extensômetros elétricos.....	81
Figura 4.11 – Detalhes das vigas metálicas de aplicação de carga e de reação.....	83
Figura 4.12 – Regularização das superfícies dos corpos-de-prova.....	83
Figura 5.1 – Escolha do tipo do modelo no SAP2000®	86
Figura 5.2 – Planilha de entrada dos eixos relativos à geometria de uma unidade (bloco) (a), grade final da unidade (b) e a geometria do bloco (c).....	86
Figura 5.3 – Extrudando entre duas áreas diferentes. (<i>extrude between áreas</i>).....	87

Figura 5.4 – Modelo final do bloco.....	88
Figura 5.5 – Etapas da definição da forma final do modelo (mini-parede).....	89
Figura 5.6 – Modelos com as vinculações e restrições externas.....	89
Figura 5.7 – Entrada da tensão no modelo.....	90
Figura 5.8 – Malha para representação dos prismas de argamassamento total.....	91
Figura 5.9 – Distribuição de tensões σ_x e σ_z ao longo do plano (x,z) do prisma (MPa).....	92
Figura 5.10 – Distribuição de tensões σ_y e σ_z ao longo das paredes transversais do prisma (MPa).....	92
Figura 5.11 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura do prisma na seção S_1	93
Figura 5.12 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_2	93
Figura 5.13 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_3	94
Figura 5.14 – Malha para representação dos prismas de argamassamento parcial.....	94
Figura 5.15 – Distribuição de tensões σ_x e σ_z ao longo do plano (x,z) do prisma (MPa).....	95
Figura 5.16 – Distribuição de tensões σ_x e σ_z ao longo do plano (x,z) do prisma (MPa).....	96
Figura 5.17 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura do prisma na seção S_1	96
Figura 5.18 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_2	96
Figura 5.13 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_3	97
Figura 5.20 – Comparação entre os dois argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_1	98
Figura 5.21 – Comparação entre os dois argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_2	99
Figura 5.22 – Comparação entre os dois argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_3	99

Figura 5.23 – Malha para representação das mini-paredes de argamassamento total.....	101
Figura 5.24 – Distribuição de tensões σ_x ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	101
Figura 5.25 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	102
Figura 5.26 – Distribuição de tensões σ_y ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	102
Figura 5.27 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	103
Figura 5.28 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_1	104
Figura 5.29 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_2	104
Figura 5.30 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_3	105
Figura 5.31 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S_4	105
Figura 5.32 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S_5	106
Figura 5.33 – Malha para representação das mini-paredes de argamassamento parcial.....	107
Figura 5.34 – Distribuição de tensões σ_x ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	107
Figura 5.35 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa).....	108
Figura 5.36 – Distribuição de tensões σ_y ao longo do plano (x,y) da mini-parede (MPa).....	108
Figura 5.37 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,y) da mini-parede (MPa).....	109
Figura 5.38 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_1	109
Figura 5.39 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_2	110

Figura 5.40 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S ₃	110
Figura 5.41 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S ₄	111
Figura 5.42 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S ₅	111
Figura 5.43 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo a altura da mini-parede na seção S1.....	113
Figura 5.44 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo a altura da mini-parede na seção S2.....	114
Figura 5.45 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo a altura da mini-parede na seção S3.....	114
Figura 5.46 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo a altura da mini-parede na seção S4.....	115
Figura 5.47 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo a altura da mini-parede na seção S5.....	115
Figura 6.1 – Ruptura típica dos blocos sob compressão.....	119
Figura 6.2 – Fissura vertical ao longo da espessura do prisma. (a)Prisma de argamassamento total; (b) Prisma de argamassamento parcial.....	121
Figura 6.3 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento total (tensão na área líquida).....	123
Figura 6.4 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento parcial (tensão na área líquida).....	124
Figura 6.5 – Gráfico carga x deslocamento dos prismas com argamassamento total.....	124
Figura 6.6 – Gráfico carga x deslocamento dos prismas com argamassamento parcial.	125
Figura 6.7 – (a) Fissura vertical ao longo da espessura da mini-parede com argamassamento total e (b) vista frontal da mini-parede com argamassamento total.	126
Figura 6.8 – (a) Abertura vertical ao longo da espessura da mini-parede com argamassamento parcial e (b) ruptura frágil da mini-parede com	

argamassamento parcial.....	127
Figura 6.9 – Deslocamentos horizontais (LVDT 1) e curva média das mini-paredes com argamassamento total.	128
Figura 6.10 – Deslocamentos horizontais (LVDT 1) e curva média das mini-paredes com argamassamento parcial.	128
Figura 6.11 – Deslocamentos verticais (LVDT 2) e curva média das mini-paredes com argamassamento total.	129
Figura 6.12 – Deslocamentos verticais (LVDT 2) e curva média das mini-paredes com argamassamento parcial.	129
Figura 6.13 – Gráfico tensão x deformação específica das mini-paredes com argamassamento total (tensão na área líquida)	131
Figura 6.14 – Gráfico tensão x deformação específica das mini-paredes com argamassamento parcial (tensão na área líquida).	131
Figura 6.15 – (a) Deformação específica nos pontos SG1 e SG1' da mini-parede três (3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG1 e SG1' da mini-parede dois (2) com argamassamento parcial.	132
Figura 6.16 – (a) Deformação específica nos pontos SG2 e SG2' da mini-parede três (3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG2 e SG2' da mini-parede dois (2) com argamassamento parcial.	133
Figura 6.17 – (a) Deformação específica nos pontos SG2 e SG3 da mini-parede três (3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG2 e SG3 da mini-parede dois (2) com argamassamento parcial.	133
Figura 6.18 – (a) Deformação específica nos pontos SG3 e SG3' da mini-parede três (3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG3 e SG3' da mini-parede dois (2) com argamassamento parcial.	134
Figura 6.19 – (a) Deformação específica no ponto SG4 da mini-parede três (3) com argamassamento total; (b) deformação específica no ponto SG4 da mini-parede dois (2) com argamassamento parcial.	135
Figura 6.20 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento total. Resultados experimentais e numéricos.....	137
Figura 6.21 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento parcial. Resultados experimentais e numéricos.....	137
Figura 6.22– Gráfico tensão x deformação específica (LVDT2) das mini-paredes com argamassamento total. Resultados experimental e numérico.	139
Figura 6.23 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT2) das mini-paredes com argamassamento parcial. Resultados experimental e numérico.	139

Figura 6.24 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT1) das mini-paredes com argamassamento total. Resultados experimental e numérico.	140
Figura 6.25 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT1) das mini-paredes com argamassamento parcial. Resultados experimental e numérico.	140
Figura 6.26 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG1 e SG1' da mini-parede com argamassamento total.	142
Figura 6.27 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG1 e SG1' da mini-parede com argamassamento parcial.....	142
Figura 6.28 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2 e SG3 da mini-parede com argamassamento total.	143
Figura 6.29 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2 e SG3 da mini-parede com argamassamento parcial.....	144
Figura 6.30 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2' e SG3' da mini-parede com argamassamento total.....	144
Figura 6.31 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2' e SG3' da mini-parede com argamassamento parcial.....	145
Figura 6.32 - Gráfico tensão x deformação específica do SG4 da mini-parede com argamassamento total.....	145
Figura 6.33 - Gráfico tensão x deformação específica do SG4 da mini-parede com argamassamento parcial.....	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores mínimos de resistência característica à compressão (f_{bk}) para as diversas classes de resistência (NBR 6136, 1994).....	14
Tabela 2.2 – Resistência mínima à compressão para blocos de concreto de acordo com a ASTM C 90 (1991).....	15
Tabela 2.3 – Dimensões padronizadas e espessura mínima das paredes do bloco conforme NBR 6136 (1994).....	15
Tabela 2.4 – Principais características recomendadas para os agregados para a produção de blocos de concreto.....	16
Tabela 2.5 - Resistência à compressão mínima e absorção máxima para blocos de concreto segundo a norma ASTM (%)......	21
Tabela 2.6 – Teor de umidade admissível para os blocos de concreto conforme a NBR 6136 (1994).....	21
Tabela 2.7 – Valores de ψ_6 conforme o número de amostras. (NBR6136, 1994).....	23
Tabela 2.8 – Granulometria recomendadas para as areias de argamassa...	33
Tabela 2.9 – Limites granulométricos do agregado, NBR 7211 (2004).....	33
Tabela 2.10 - Resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto (vazados e não-grauteados ou maciços) (Tab. 1.6.2.2 em ACI/ASCE/TMS (1995)).....	41
Tabela 2.11 - Resistência à compressão da alvenaria (MPa) de blocos com relação altura/menor dimensão igual a 0,6 (BS 5628, 1985).....	42
Tabela 2.12 - Resistência à compressão da alvenaria (MPa) de blocos vazados com relação altura/menor dimensão entre 2 e 4 (BS 5628, 1985)..	42
Tabela 2.14 – Propriedades mecânicas das paredes, prismas e blocos. (MAURENBRECHER, 1980).....	52
Tabela 4.1 – Dimensões do bloco de concreto.....	72
Tabela 4.2 – Características físicas do bloco de concreto.....	72
Tabela 4.3 – Traços em volume, traços em massa e relação água/cimento.	73
Tabela 4.4 – Propriedades físicas das areias.....	74
Tabela 4.2 – Resumo dos prismas e mini-paredes ensaiadas.....	75
Tabela 5.1 – Valores de característico dos componentes.....	88

Tabela 5.2 – Características físicas do bloco.....	90
Tabela 5.3 – Resumo das máximas tensões no bloco intermediário dos prismas.....	99
Tabela 5.4 – Resumo das máximas tensões nas seções S ₁ , S ₂ e S ₃	101
Tabela 5.5 – Resumo das máximas tensões no bloco intermediário da mini-parede.....	114
Tabela 5.6 – Resumo das máximas tensões nas seções S1, S2, S3, S4 e S5.....	115
Tabela 6.1 – Resultados da resistência à compressão das unidades.....	120
Tabela 6.2 – Resultados de resistência à compressão dos prismas.....	121
Tabela 6.3 – Módulo de elasticidade dos prismas para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).	122
Tabela 6.4 – Resultados de resistência à compressão das mini-paredes.....	125
Tabela 6.5 – Módulo de elasticidade das mini-paredes para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).	131
Tabela 6.6 – Módulo de elasticidade dos prismas para os dois padrões de argamassamento (em área líquida)	137
Tabela 6.7 – Módulo de elasticidade dos prismas para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).	141

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI American Concrete Institute
ASCE American Society of Civil Engineers
ASTM American Society for Testing and Materials
BS British Standard
BSI British Standard Institution
CP II-F Cimento portland composto com *filler*
CH – III Cal hidratada classe III
 E_a Módulo de elasticidade da argamassa
 E_b Módulo de elasticidade do bloco
 $f_{a/c}$ Relação água/cimento
 f_a Resistência à compressão da argamassa
 f_b Resistência à compressão do bloco de concreto
 f_{bk} Resistência característica do bloco de concreto
 f_m Resistência à compressão da alvenaria
 W_b Massa unitária do bloco de concreto
LMCC Laboratório de Materiais de Construção Civil
NBR Norma Brasileira Registrada
TMS The Masonry Society
UFSC Universidade Federal da Santa Catarina

RESUMO

Apesar de ser um sistema construtivo muito antigo, a alvenaria estrutural ainda se destaca na indústria da construção civil atual, devido a algumas vantagens que apresenta em comparação a outros sistemas convencionais. Entre as vantagens, pode-se citar a simplicidade do processo construtivo, a redução de etapas sucessivas e no consumo de material, conduzindo a uma maior racionalização, redução no tempo de execução e menor custo global da obra.

No processo de construção, o tipo de argamassamento pode ser determinante na produção e no rendimento da obra. O argamassamento parcial (ou em cordão) nas juntas horizontais vem sendo muito utilizado, pois promove uma maior rapidez na execução. Além disso, na parede acabada de fachadas externas, o uso do padrão de argamassamento parcial ajuda a impedir a penetração de água contribuindo assim para uma maior durabilidade da construção. No entanto, o efeito do tipo de argamassamento na distribuição de tensões, fissuração e ruptura de paredes estruturais tem sido pouco estudado por pesquisadores e engenheiros.

Este trabalho teve como objetivo principal investigar a influência do padrão de argamassamento no comportamento estrutural da alvenaria de blocos de concreto submetida à compressão. Para isto foram realizadas análises experimental e numérica por elementos finitos em prismas e mini-paredes de alvenaria sob compressão, executadas com argamassamento total e parcial ou em cordão. Foram extraídos resultados de resistência, fator de eficiência, módulo de elasticidade e curva tensão x deformação.

Para baixos níveis de carga, no regime elástico da alvenaria, houve uma boa concordância em geral entre resultados numéricos e experimentais. Os resultados dos ensaios experimentais mostraram uma perda da capacidade de resistência à compressão e uma ruptura mais frágil dos prismas e das mini-paredes executados com argamassamento parcial em comparação com os executados com argamassamento total. Os resultados mostram assim que no dimensionamento da alvenaria com padrão de argamassamento parcial devem ser aplicados critérios diferenciados dos usados para alvenaria com argamassamento total.

ABSTRACT

Structural masonry is an ancient constructive system; however it still stands out nowadays in the Civil Engineering industry, mainly due to some favorable characteristics in comparison to other traditional systems. The main advantages of structural masonry are its constructive simplicity, the reduction of successive steps and of material consumption, which brings out rationalization, reduction in the execution time and also in the final cost of the construction.

In the masonry constructive process, the mortar bedding employed in the walls is a major factor in the production and execution time. Face shell bedding has been widely used since it speeds up the execution. Besides, face shell bedding is more suited to the external walls of the buildings, since it helps avoiding water penetration, hence contributing to the construction durability. However the influence of mortar bedding on stress distribution, cracking and failure mode in masonry walls has been little investigated by researchers and engineers.

The main objective of this work is to investigate the influence of mortar bedding on the structural behavior of hollow-block concrete masonry under axial compression. Experimental and finite element analyses have been conducted on masonry prisms and wallets, built with both full mortar and face shell bedding, and subjected to axial compression. Results in terms of strength, specimen-to-unit strength ratio, elastic modulus, and stress-strain curves are presented and compared.

For low levels of axial load, in the elastic range of masonry, a good agreement between numerical and experimental results was observed. Experimental results showed a loss of compressive strength capacity and a more brittle failure mode in the masonry prisms and wallets built with face shell bedding as compared to the ones built with full mortar bedding. These results indicate the need to take into account the mortar bedding type in the design of masonry walls.

Capítulo 1

Introdução

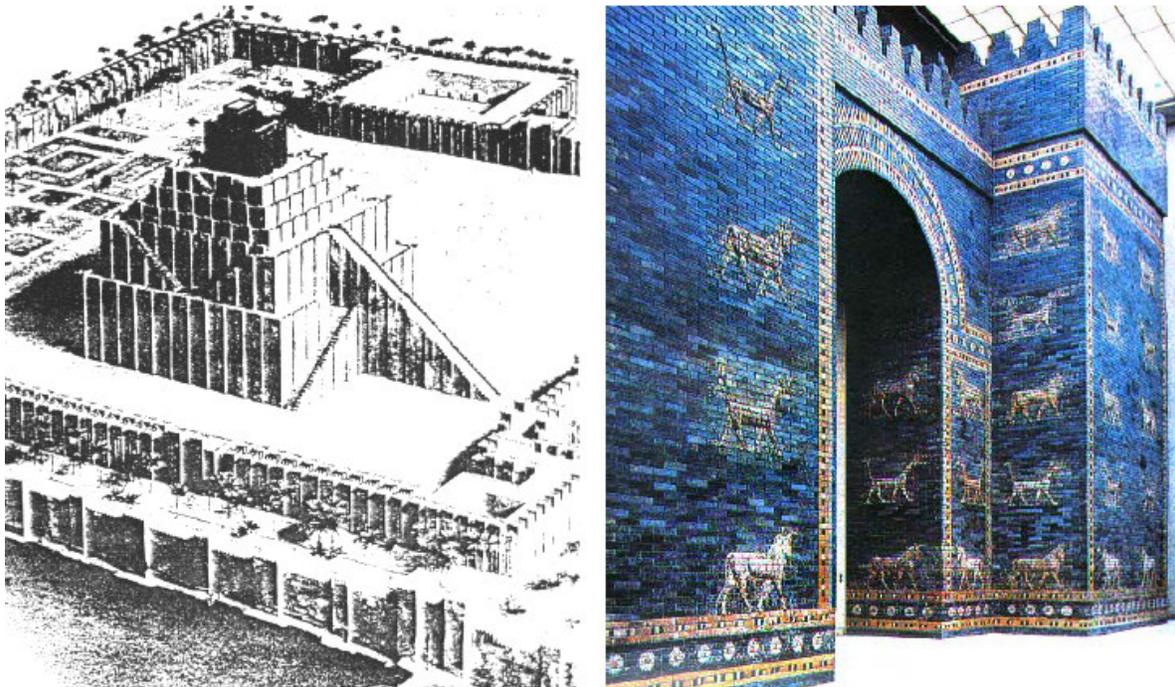
1.1 Considerações iniciais e históricas da alvenaria estrutural

O uso da alvenaria como sistema construtivo é muito antigo. As primeiras construções em alvenaria são datadas de 9000-8000 a.C., próximas do lago Hulen, Israel, onde foram encontradas cabanas de pedra com formato circular e semi-subterrâneas com diâmetros entre três e nove metros (MUSGROVE e FLETCHER apud GOMES, 2001)¹. É possível encontrar várias construções em alvenaria de pedra que sobreviveram até o nosso tempo como testemunhas de culturas antigas e medievais. Assim, pode-se citar a arquitetura egípcia com suas pirâmides, entre 2800- 200 a.C., a arquitetura romana, entre 0-1200 d.C., com seus templos, palácios, arcos, colunas, aquedutos e pontes e a arquitetura gótica, entre 1200-1600 d.C., com suas magníficas catedrais.

Além da pedra, o tijolo de barro também foi utilizado como material de alvenaria. Os fatores que levaram ao desenvolvimento do tijolo foram: a demanda por materiais de construção combinada com a abundância de argila, um clima quente e seco necessário para curar os tijolos e a escassez de madeira e pedra que requeriam corte. Em Jericó, Palestina, entre 8350-7350 a.C., muitas casas de tijolos circulares e ovais foram encontradas. As razões para o uso do tijolo são bem conhecidas. Era um produto que poderia ser facilmente produzido, mais fácil de moldar e de construir uma parede que tivesse resistência ao fogo e durabilidade. No Egito, desde os tempos da pré-dinastia, cerca de 5000 a.C., até a ocupação romana, por volta de 50 d.C., o principal material de construção de casas foi o tijolo de barro cozido ao sol, conhecido como adobe, confeccionado normalmente com o barro do rio Nilo. A prática do tijolo cozido provavelmente

¹ MUSGROVE, J., FLETCHER, B. *Sir Banister Fletcher's: A History of architecture*. New York: Butterworths. London. UK.. 1989.

começou com a observação de que o tijolo que havia ficado próximo ao fogo parecia mais forte e mais durável. A mais famosa referência ao tijolo é encontrada na Bíblia, Gênesis 11:3-4, onde os habitantes da Babilônia usavam tijolos assentados com argamassa de betume (ver Figura 1.1). Há ainda uma referência ao primeiro arranha-céu construído, provavelmente a Torre de Babel, com sete andares e noventa metros de altura.



(a)

(b)

Figura 1.1 – Babilônia: (a) representação esquemática da cidade-estado (1900 a.C.) e (b) Porta de Istar (575 a.C.) LOURENÇO (1999).

Outros legados de alvenaria de pedra sobreviveram até aos dias de hoje como testemunhos das culturas antigas e medievais, por exemplo, a arquitetura egípcia com suas pirâmides faraônicas (2800-2000 a.C), a arquitetura Romana com seus templos, palácios, arcos, colunas, igrejas e pontes (0-1200 d.C). É no período Gótico que se atinge o esplendor na arte de talhar a pedra. As catedrais góticas consistem num esqueleto de colunas, contrafortes, paredes, arcos e abóbadas. As paredes limitam a estrutura, mas não a suportam, sendo geralmente constituídas por vitrais de grande dimensão (LOURENÇO, 1999) (ver Figuras 1.2-1.5).

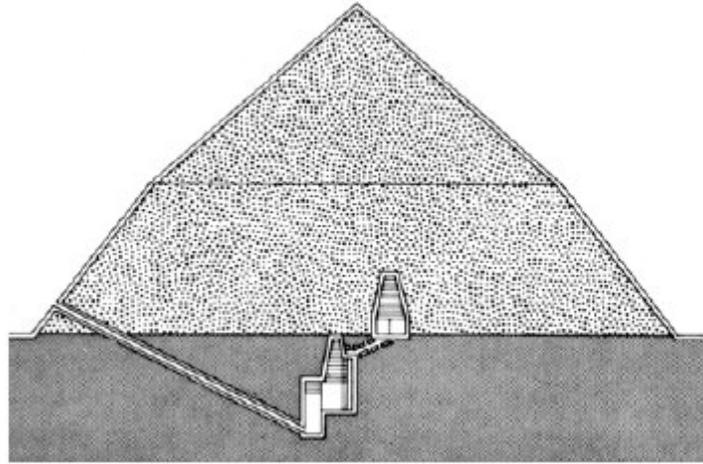


Figura 1.2 – Pirâmide de Snefuru (c. 2600 a.C.) em Dahshur (LOURENÇO, 1999).

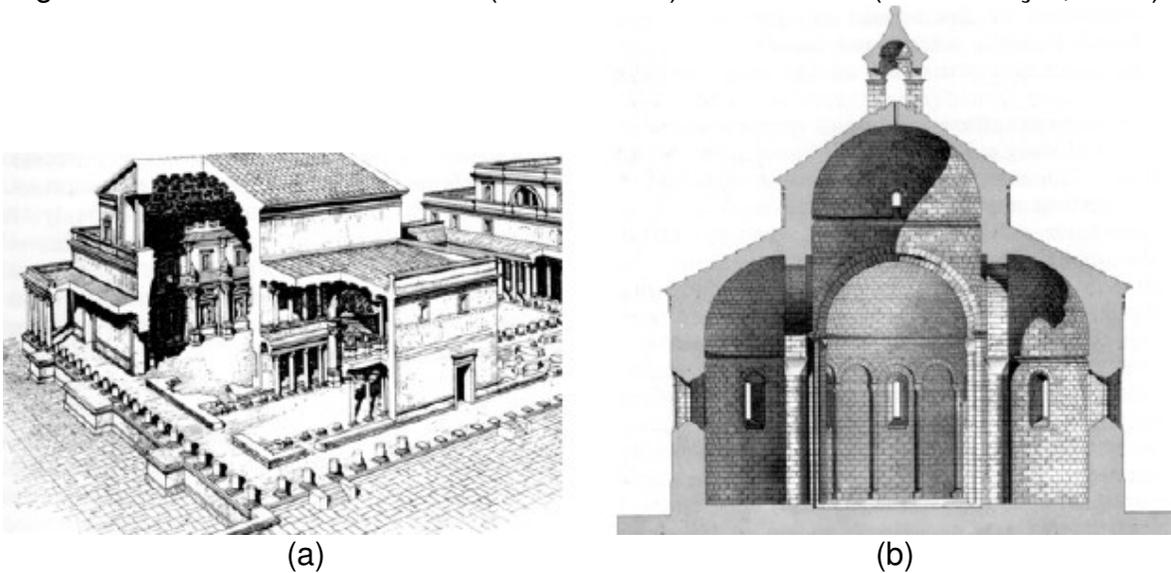


Figura 1.3 – (a) Domus Flavia, Roma, Itália (terminada em 92 d.C.), (b) Igreja em Gensac-la-Pallue, França (século XII) e (c) Ponte Pont du Gard, França (14 d.C.), tem 290 m de comprimento e 50 m de altura (LOURENÇO, 1999).

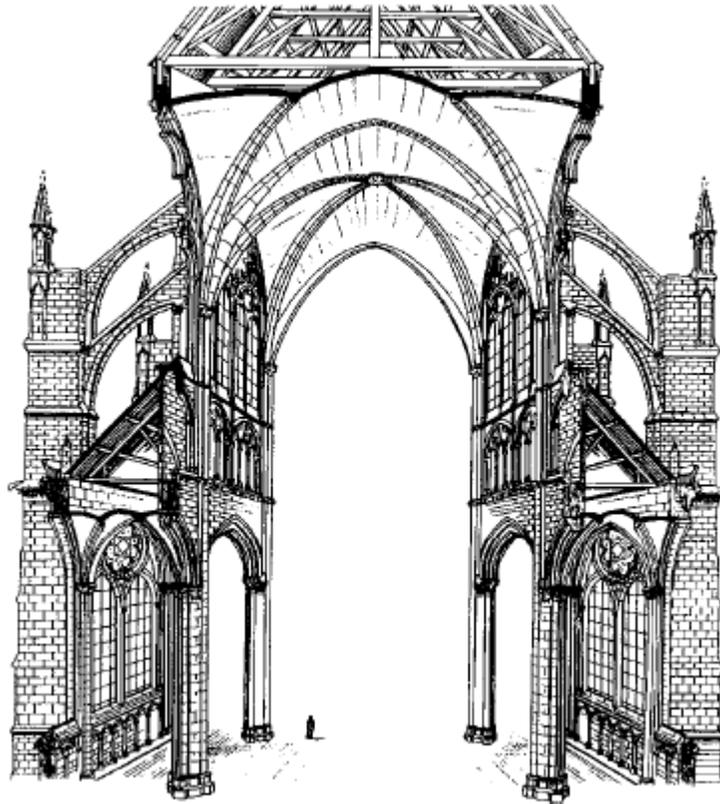


Figura 1.4 – Catedral gótica, Amiens, França (1220-1288) (LOURENÇO, 1999).

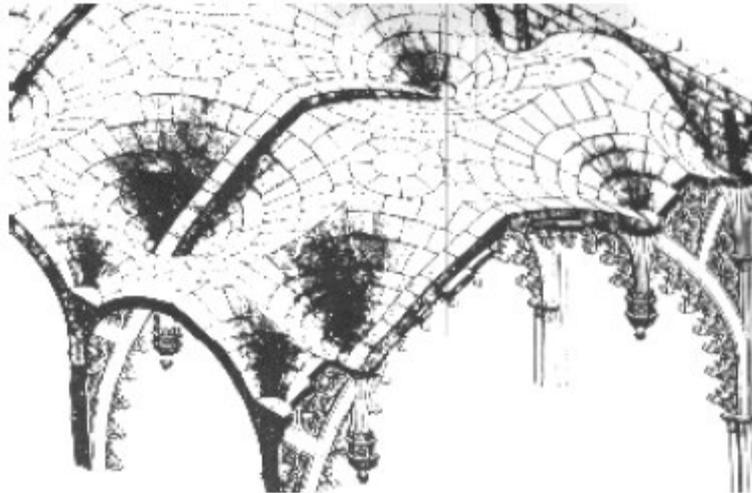


Figura 1.5 – Diagrama de construção da abóbada da Capela Henrique VII na Abadia de Westminster, Londres, Reino Unido (1510) (Lourenço, 1999).

O próximo evento importante da história da alvenaria é a Revolução Industrial, ¹ELLIOT apud GOMES (2001). Devido à expansão da atividade industrial, técnicas manuais tradicionais foram trocadas por máquinas. A grande transformação da

¹ ELLIOT, C. D. *Technics and Architecture: The Development of Materials and Systems of Buildings*, volume 78. The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, USA, 1992.

indústria do tijolo ocorreu, finalmente, em 1858 com a introdução do forno Hosman que possibilitou que todos os estágios da queima pudessem ser efetuados concomitantemente e continuamente. Desde então, outras pesquisas e desenvolvimentos levaram à criação de uma eficiente indústria manufatureira de tijolos.

Sabe-se que as construções de alvenaria sempre foram utilizadas em larga escala pelo homem estando sua origem e história contidas na própria história das civilizações antigas. Contudo, essas obras sempre foram construídas com base na experiência, ou seja, de forma empírica, por conhecimentos passados de uma geração a outra e adquiridos através de tentativas, num processo de erros e acertos.

Apesar disso, até o final do século XIX, obras de grande porte eram erguidas usando a alvenaria como elemento de sustentação (função estrutural). Nessa época, as pesquisas de cunho científico, com objetivos e métodos bem definidos, começavam a ensaiar os primeiros passos.

Com o advento do aço e do concreto armado, no início do século XX, uma revolução veio abalar a arte de construir. Juntamente com os novos materiais, que possibilitavam então a construção de obras de maior porte e arrojo surgiram também novas filosofias e novas técnicas construtivas com embasamento científico que se desenvolveram muito rapidamente. Dentro desse novo quadro, as obras em alvenaria foram relegadas a um segundo plano, passando a ser utilizada como elemento de fechamento ou como elemento estético.

Em meados do século XX, em face à necessidade do mercado em buscar técnicas alternativas de construção, as obras de alvenaria voltaram novamente a serem erguidas, acompanhadas, agora, de pesquisas realizadas em vários países, o que permitiu a criação de várias normas e a adoção de critérios de cálculo baseados

em métodos racionais, surgindo assim, o que se chama modernamente de alvenaria estrutural.

O início da alvenaria estrutural no Brasil ocorreu no estado de São Paulo, no fim da década de 60, onde foi incorporada à construção de habitações populares em edifícios com quatro ou cinco pavimentos. Nesta década, este processo foi utilizado principalmente em programas públicos, como um sistema alternativo, em grandes conjuntos habitacionais, criando um preconceito de que a alvenaria estrutural é uma solução exclusiva para habitações populares de poucos pavimentos, com pouca flexibilidade na concepção arquitetônica. Além disso, a má qualidade dos materiais, o uso de técnicas construtivas inapropriadas e a falta de controle durante a obra geraram edifícios com muitas patologias, problemas de conforto térmico, estanqueidade, etc., contribuindo para uma imagem negativa deste processo construtivo. Evidentemente, isto resultou em uma retração do mercado. Neste período aparecem as primeiras normas técnicas de controle e execução de alvenaria da ABNT.

Nas construções em alvenaria estrutural, por suas vantagens frente aos sistemas construtivos tradicionais e sua simplicidade, encontra-se um vasto campo para trabalhar no sentido do aumento da racionalização, nível de industrialização, produtividade e qualidade. A alvenaria estrutural é o sistema construtivo mais antigo que ainda encontra amplas aplicações na indústria de construção civil atual. No decorrer dos anos, os materiais e as técnicas de aplicações mudaram significativamente, mas a forma como é feito o assentamento de tijolos e blocos é a mesma de cem anos atrás. Assim, a alvenaria é um método construtivo que já foi exaustivamente estudado e possui diversos índices relativos a consumo de materiais, produtividade de mão-de-obra e problemas oriundos de erros de produção. Como dispensa elementos tradicionais do concreto armado, como vigas e pilares, há uma significativa simplificação do processo construtivo, resultando em um aumento da produtividade da mão-de-obra no decorrer da obra. É possível

se obter uma economia global de até 30% em comparação com os sistemas construtivos convencionais.

Por ser uma atividade que interfere em outros serviços, como por exemplo, instalações elétricas e hidráulicas, revestimentos, marcos e forros e por ser fácil de programar e se adaptar às iniciativas de racionalização, melhorias na alvenaria se refletem diretamente nos outros serviços mencionados. É senso comum que a característica mais importante da alvenaria estrutural é a sua simplicidade. Basta assentar blocos ou tijolos um sobre o outro. Outras características importantes são estética, solidez, durabilidade, baixa manutenção, versatilidade, boas características acústicas e proteção ao fogo. Há muitos exemplos onde a alvenaria estrutural é competitiva: paredes auto-portantes, painéis resistentes a sismos e cargas de vento, elementos protendidos e, principalmente, edifícios de baixa ou média altura.

Entretanto, aplicações inovadoras de alvenaria estrutural são ainda incipientes pelo fato que o desenvolvimento das normas de projeto não acompanharam o ritmo de materiais como concreto e aço. Os motivos para isto são a falta de compreensão e de modelos matemáticos que expliquem o complexo comportamento das unidades, argamassa, juntas e alvenaria trabalhando como um material composto. Os métodos de cálculo são em geral empíricos e o uso de modelos matemáticos para análise e projeto de alvenaria estrutural não são ainda comuns. Um outro obstáculo importante ao desenvolvimento da alvenaria estrutural é a formação dos engenheiros. Ainda é muito raro se encontrar universidades oferecendo um mínimo de conhecimentos nesta área. O desafio agora é levar todo conhecimento acumulado em alguns centros de pesquisa para o campo prático.

1.2 Objetivos

1.2.1 - Justificativa e relevância do trabalho

A evolução tecnológica mundial, associada ao conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria, proporciona condições para que haja construções seguras e ao mesmo tempo econômicas. No entanto, este potencial não tem sido utilizado em toda a sua extensão em prédios de alvenaria estrutural pelo ainda incompleto conhecimento das propriedades das unidades e argamassas (MOHAMAD, 1998).

Um dos principais motivos desse desconhecimento generalizado do meio técnico deve-se ao fato de que, no Brasil, a construção dessas obras antecedeu às pesquisas na área, invertendo completamente o processo desejável (CAMACHO, 1995).

No processo de construção, o tipo de argamassamento pode ser determinante na produção e no rendimento da obra. No entanto, o efeito do tipo de argamassamento na distribuição de tensões, fissuração e ruptura de paredes estruturais foi pouco estudado por pesquisadores e engenheiros. O argamassamento parcial (ou em cordão) nas juntas horizontais vem sendo muito utilizado, pois promove uma maior rapidez na execução. Além disso, na parede acabada de fachadas externas, impede a penetração de água contribuindo assim para uma maior durabilidade da construção. Assim, este estudo visa quantificar, no nível de distribuição de esforços dos elementos estruturais submetidos à compressão, o efeito do uso de argamassamento total ou parcial (ou em cordão) no comportamento estrutural de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural.

Nos trabalhos revisados, observou-se que há poucos estudos de análise numérica de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural. Assim, serão também analisados prismas e mini-paredes de alvenaria por meio do método dos

elementos finitos usando-se uma micro-modelagem. Será admitido que os materiais bloco e argamassa têm comportamento elástico-linear e serão utilizadas propriedades mecânicas estimadas e medidas experimentalmente nas análises, efetuadas por meio do programa comercial SAP2000®.

1.2.2 - Objetivos gerais

O objetivo principal é estudar o comportamento estrutural de prismas e mini-paredes de blocos vazados de concreto submetidos a ensaios de compressão simples. Será medida a resistência à compressão, a deformação específica, o módulo de elasticidade e estudadas as curvas tensão *versus* deformação. Será dada ênfase ao efeito do padrão de assentamento no comportamento estrutural. Admitindo-se que os materiais dos componentes tenham comportamento elástico-linear, serão realizadas análises utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), levando em conta na modelagem o padrão de argamassamento e peculiaridades geométricas tais como a variação da espessura da parede do bloco de concreto. Serão executados prismas e mini-paredes, considerando um tipo de geometria de bloco e um tipo de argamassa e dois padrões de assentamento (total e parcial ou em cordão), sendo os corpos-de-prova devidamente instrumentados.

1.2.3 - Objetivos específicos

Como objetivo específico, este trabalho propõe:

1. Estudar a influência do argamassamento total e parcial (ou em cordão) na distribuição de tensões ao longo de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural;
2. Estudar a influência do argamassamento total e parcial (ou em cordão) na carga última e no tipo de ruptura, comparando-se o fator de eficiência (razão entre a carga última do prisma ou mini-parede e a da unidade);

3. Estudar a influência do corpo-de-prova na obtenção do fator de eficiência de prismas e mini-paredes;
4. Realizar análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos nos prismas e mini-paredes com propriedades estimadas a partir de equações disponíveis na literatura;
5. Comparar resultados numéricos e experimentais no regime elástico dos materiais;

1.2.4 - Organização

Este trabalho está dividido em 6 capítulos.

O Capítulo 1 descreve o histórico da alvenaria estrutural, mostrando as aplicações deste sistema construtivo ao longo do tempo. A seguir apresenta a justificativa e os principais objetivos do trabalho. No Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica das partes componentes da alvenaria estrutural, mostrando suas especificações, métodos de ensaio e propriedades físicas e mecânicas. Em seguida, faz-se uma revisão de trabalhos anteriores, tanto experimentais como numéricos, que estudaram o comportamento de prismas de alvenaria submetidos à compressão. O Capítulo 3 apresenta uma revisão do método dos elementos finitos que será utilizado para a análise numérica dos prismas a serem ensaiados. No Capítulo 4, apresenta-se o programa experimental que descreve todos os procedimentos para caracterização física das unidades e argamassa usadas para execução dos prismas e mini-paredes. Descrevem-se também os procedimentos adotados para execução dos ensaios de prismas e mini-paredes.

O Capítulo 5 apresenta os procedimentos usados para análise numérica mostrando peculiaridades do programa computacional utilizado para essa análise. Mostra-se detalhadamente os resultados numéricos de prismas e mini-paredes

para cada padrão de argamassamento apresentando, no final desse capítulo, uma comparação entre os resultados numéricos obtidos para os dois padrões de argamassamento. O Capítulo 6 descreve os resultados experimentais dos ensaios realizados e no final mostra uma comparação entre os ensaios experimentais e a análise numérica. Finalmente, no capítulo 7, apresentam-se as conclusões obtidas e algumas recomendações para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

Este capítulo descreve as partes componentes das alvenarias estruturais de blocos de concreto não grauteados. É feita também uma revisão bibliográfica de ensaios experimentais e de estudos numéricos sobre o comportamento da alvenaria estrutural sob compressão, realizados por diversos pesquisadores.

2.1 – Partes componentes da alvenaria estrutural de blocos de concreto

2.1.1 - Blocos

2.1.1.1 - Definição e Especificação

Segundo a NBR 6136 (1994), em relação à área útil, os blocos podem ser classificados em vazados, perfurados e maciços. Eles são vazados quando a sua seção transversal útil (área líquida) for inferior a 75% da sua seção transversal total (área bruta), perfurados quando a sua área líquida estiver entre 75 e 100% da área bruta (pequenos furos perpendiculares à face de assentamento), e maciça quando a área líquida for igual a 100% da área bruta. O ensaio para determinação da área líquida deve ser feito de acordo com a NBR 12118 (1991).

De acordo com a norma americana ASTM C 90 (1991), o bloco de concreto é uma unidade obtida pela mistura de agregados, cimento Portland e água com ou sem aditivos de outros materiais.

De outra forma, a norma britânica BS 6073 (1981) define o bloco como sendo uma unidade que exceda as dimensões máximas dos tijolos, seja no comprimento, na altura ou na largura, devendo ter altura máxima de seis vezes a largura e o volume das cavidades que o atravessam na direção da altura, ser inferior a 50% do volume total do bloco.

Outra definição defendida por MEDEIROS e SABBATINI (1993), "unidade de alvenaria constituída pela mistura homogênea, adequadamente proporcionada, de cimento Portland, agregado miúdo e graúdo, conformada através de vibração e prensagem e possuindo dimensões superiores a 250 x 120 x 55 mm (comprimento x largura x altura)".

Quanto à aplicação dos blocos em obras, segundo a NBR 6136 (1994), estão divididos em duas classes:

1. Classe AE - para uso geral, como em paredes externas acima ou abaixo do nível do solo, que podem estar expostas à umidade ou intempéries, e que não recebem revestimento de argamassa de cimento. Sua resistência característica à compressão mínima é de 6,0 MPa. É similar à classe N da ASTM C 90 (1991);
2. Classe BE - limitada ao uso acima do nível do solo, em paredes externas com revestimento de argamassa de cimento, para proteção contra intempéries e em paredes não expostas às intempéries. Sua resistência característica à compressão mínima é de 4,5 MPa. É similar à classe S da ASTM C 90 (1991).

A NBR 6136 (1994) ordena os blocos em classes de resistências, onde o valor da classe indica a resistência característica mínima à compressão que o bloco deve atingir, conforme pode ser observado na Tabela 2.1.

De acordo com a ASTM C90 (1991), os blocos estruturais vazados de concreto não são classificados por classes de resistência, mas sim por sua resistência mínima à compressão definida pela classificação de acordo com o uso. Ver Tabela 2.2.

Quanto às suas características geométricas, a NBR 6136 (1994) define que as dimensões nominais dos blocos são iguais às dimensões reais mais 1 cm, que é a espessura nominal da junta de argamassa. As dimensões da espessura do bloco de 14cm e 19cm definem a modulação padrão M15 e M20 para paredes

de 15 e 20 cm de espessura nominal, respectivamente. Admite-se uma tolerância de 2 mm para largura e de ± 3 mm para altura e comprimento, as quais, juntamente, com as espessuras mínimas das paredes transversais e longitudinais, estão apresentadas na Tabela 2.3. Para as duas modulações, os blocos vazados de concreto têm dois furos e os meio-blocos apenas um furo.

Com relação ao aspecto visual, os blocos devem apresentar-se homogêneos, ser compactos, possuir arestas vivas e não apresentar trincas ou defeitos que possam prejudicar o seu assentamento ou afetar a resistência e a durabilidade da obra. Com relação à superfície, os blocos destinados à alvenaria aparente devem se apresentar lisos e sem imperfeições na face exposta, e aqueles que receberão revestimento devem apresentar superfície áspera, porém homogênea, a fim de facilitar a aderência do revestimento.

Tabela 2.1 – Valores mínimos de resistência característica à compressão (f_{bk}) para as diversas classes de resistência (NBR 6136, 1994).

Blocos Classe	f_{bk} (MPa)
BE	4,5
AE e BE	6,0
AE e BE	7,0
AE e BE	8,0
AE e BE	9,0
AE e BE	10,0
AE e BE	11,0
AE e BE	12,0
AE e BE	13,0
AE e BE	14,0
AE e BE	15,0
AE e BE	16,0

Tabela 2.2 – Resistência mínima à compressão para blocos de concreto de acordo com a ASTM C 90 (1991).

Classe	Classificação correspondente à NBR 6136 (1994)	Resistência à compressão (MPa)	
		Média de 3 blocos	Valor individual
N	AE	6,88	5,51
S	BE	4,82	4,13

Tabela 2.3 – Dimensões padronizadas e espessura mínima das paredes do bloco conforme NBR 6136 (1994).

Dimensões nominais (cm)	Classificação	Dimensões (mm)					Espessura equivalente (mm/m)**
		Larg.	Alt.	Compr.	Paredes long.	Paredes trans.*	
20x20x40	M-20	190	190	390	32	25	188
20x20x20		190	190	190	32	25	188
15x20x40	M-15	140	190	390	25	25	188
15x20x20		140	190	190	25	25	188

* Média das medidas das três paredes tomadas no ponto mais estreito

** Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em mm), dividida pelo comprimento nominal do bloco (em m).

2.1.1.2 – Materiais constituintes, produção e dosagem

Os materiais necessários para fabricação são o cimento Portland, os agregados e a água, podendo ainda ser utilizados aditivos químicos e pigmentos.

Cimento Portland

Em geral todos os tipos de cimento portland são utilizados na produção dos blocos de concreto. Os ensaios e especificações para os Cimentos Portland Comuns encontram-se na norma brasileira NBR NM 23 (2001) (e norma americana ASTM C150, C175).

Agregados

As características dos agregados são fundamentais para a produção de blocos de boa qualidade. Elas podem interferir na sua homogeneidade, na aderência com a pasta de cimento e na compactação do concreto. Segundo MEDEIROS (1993), os principais parâmetros de qualidade dos agregados são os apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Principais características recomendadas para os agregados para a produção de blocos de concreto.

Características	Tolerâncias	
	Agregado Miúdo	Agregado graúdo
Granulométrica NBR 7211 NBR 8186 NBR 6136	Atender uma das faixas granulométricas da NBR 7211	Atender à faixa granulométrica da NBR 7211 indicada para brita zero (pedrisco)
	A dimensão máxima característica do agregado deve ser no máximo igual a $\frac{1}{2}$ da menor espessura das paredes do bloco	
Torrões de argila NBR 7218	1,5%	1,0%
Impurezas orgânicas NBR 7220	300ppm	---
Material Pulverulento NBR 7218	5,0%	1,0%

Quanto à forma de obtenção, geralmente utilizam-se agregados naturais tais como pedra britada e areia, mas também pode-se utilizar agregados artificiais, tais como escórias de alto forno, argila expandida ou outros tipos de agregados. O tipo de agregado influi na retração por secagem do concreto, na resistência do aglomerado, além de influir na condutibilidade térmica e resistência ao fogo. Em blocos vazados, a dimensão máxima característica do agregado deve ser menor do que metade da menor espessura da parede do bloco segundo a NBR 6136 (1994) ($< \frac{1}{4}$ da menor espessura pela norma ASTM). As especificações para os agregados encontram-se na norma NBR 7211 (2004) e os ensaios nas normas NBR 7217 (1982), NBR 7218 (1982), NBR 7219 (1987), NBR 7220 (1982), NBR 7221 (1987) (normas americanas: ASTM C33 e C331).

Água

Seguindo a mesma recomendação para uso em concreto convencional, a água para uso na fabricação de blocos de concreto deve ser isenta de impurezas e matéria orgânica.

A água é utilizada em pequenas quantidades em comparação com os concretos convencionais e em quantidades similares aos concretos compactados com rolo (CCR), com abatimento do tronco de cone (*slump*) nulo. A umidade ótima é a quantidade máxima de adição de água sem que sejam verificados defeitos na produção dos blocos.

Aditivos

As adições utilizadas em misturas para produção de blocos de concreto são basicamente os aditivos químicos, as adições minerais e os pigmentos. No entanto, tais adições são permitidas desde que não acarretem efeitos prejudiciais à durabilidade do concreto, comprovados por ensaios. Os aditivos não devem conter substâncias capazes de promover a deterioração do concreto dos blocos ou materiais próximos, quer por contato direto, quer por disseminação de íons.

Processo de fabricação

Os concretos para fabricação de blocos são dosados para obter as características desejadas com o mínimo custo possível. As principais características a serem atendidas são: coesão no estado fresco (para permitir a desmoldagem), máxima compacidade (menor absorção de água e permeabilidade), resistência compatível com seu uso e superfície compatível com o acabamento que receberá (PRUDÊNCIO JR, 1994).

A mistura, moldagem e cura são fatores importantíssimos para a qualidade dos blocos de concreto.

A mistura deve ser feita através de um bom misturador mecânico; o tempo de mistura e a velocidade de rotação dependem do misturador usado e a seqüência de carregamento depende do equipamento que se dispõe para o mesmo (DRYSDALE & HAMID (1994) apud LA ROVERE (2001)). A homogeneidade da mistura deve ser verificada retirando-se duas ou três amostras no início e fim da descarga do misturador; o processo de descarga deve ser estudado de forma a evitar-se a segregação do concreto. A mistura deve ser vibrada sob pressão nos moldes durante um tempo controlado necessário à compactação, sendo os blocos de alta resistência submetidos a períodos maiores de compactação.

Depois de expelidos das fôrmas, os blocos devem ser curados normalmente ou a vapor; um processo de cura mal conduzido é o maior responsável pelo aparecimento de fissuras nos blocos e pelos índices de quebras na produção dos blocos de concreto. A cura ao meio-ambiente deve garantir a proteção à ventilação e ação direta do sol, devendo-se pulverizar os blocos por no mínimo sete dias e deixá-los secar, em área coberta, por dez dias no mínimo. A ABCP recomenda que os blocos submetidos a uma cura normal não sejam utilizados antes de 28 dias contados da data de sua moldagem. A cura a vapor dura apenas 12 horas e resulta em um padrão de qualidade superior para os blocos.

Segundo TADROS *et al.* (1992), os passos para a moldagem e compactação dos blocos são os seguintes:

1. Alimentação dos moldes automaticamente. Durante este período o molde vibra para a obtenção de uma melhor acomodação do material;
2. Um pente pesado de aço com o formato do bloco comprime o material até que este atinja a altura desejada para o bloco. Este processo é acompanhado de vibração;
3. O pente e o molde são erguidos e o bloco, já moldado, pode ser transportado para a cura.

Outros dois parâmetros muito importantes na resistência dos blocos são o tempo de alimentação e a vibro-compressão. Quanto maior o tempo de alimentação, mais material é introduzido no molde, tornando o material mais

compacto, já que a vibro-compressão só é cessada quando o bloco atinge a altura especificada. No entanto, há um aumento substancial do custo de produção e por esse motivo os tempos citados devem ser adequadamente estipulados.



Figura 2.1 – Exemplo de vibro-prensa fixa utilizada na produção de blocos de concreto.

Quanto à cura, são empregados dois tipos. São eles:

- a) Cura natural: é a mais econômica, no entanto, exige um grande pátio coberto, protegido de sol e vento para a estocagem no primeiro dia. Os blocos são molhados a partir do momento em que apresentam resistência para tal e este procedimento deve ser repetido seis dias subsequentes.
- b) Cura a vapor à baixa pressão: é o sistema mais empregado já que há necessidade de se produzir sempre mais e melhor. Os blocos são armazenados em câmaras cujo volume de ar ao redor dos blocos deve ser o mínimo possível. Deve-se ter quantidade de câmaras disponíveis para produção de um dia, devido ao fato que a cura a vapor deve ser realizada num prazo de 8 a 12 horas.

Após a cura, os blocos são estocados no pátio da indústria e estão prontos para serem comercializados.

2.1.1.3 – Propriedades físicas

As três propriedades físicas principais para os blocos de concreto são: absorção, teor de umidade e retração por secagem. Tais propriedades têm grande influência no comportamento do material e podem ser a garantia da qualidade do bloco e da alvenaria a ser produzida com ele.

A capacidade de absorção de água do bloco de concreto é usada como indicador de impermeabilidade que, além de ser uma propriedade importante com relação à durabilidade do bloco, influi no desempenho dos outros componentes: se o bloco absorver água da argamassa, haverá perda de aderência desta e se absorver água do graute poderá causar retração do mesmo. O método de ensaio de absorção deve seguir a norma NBR 12118 (1991), onde o índice de absorção é definido por:

$$a(\%) = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \times 100 \quad (2.1)$$

Onde: m_1 = massa seca (mais de 24 horas na estufa) e

m_2 = massa saturada (mais de 24 horas imerso em água).

A NBR 6136 (1994) limita o índice de absorção a (em todos os blocos ensaiados) em 10% para qualquer tipo de bloco (classe AE ou BE) e a ASTM prescreve valores máximos para a de acordo com o peso e classificação, conforme mostra a Tabela 2.5.

O bloco de concreto, semelhantemente ao concreto convencional, quando absorve umidade expande-se e, da mesma forma, quando perde umidade retrai-se. Este movimento do bloco quando inserido na parede pode provocar o aparecimento de fissuras e a diminuição da vida útil da parede. Assim, a NBR 6136 (1994) fixa o teor máximo de umidade para a utilização dos blocos, em função da sua retração por secagem e da umidade relativa anual média do

local de utilização. Estes valores podem ser observados na tabela 2.6 e são os mesmos adotados pela ASTM C 90 (1983). Segundo as especificações da norma brasileira NBR 12118 (1991), o teor de umidade u presente no bloco é medido em porcentagem por:

$$u(\%) = \frac{m_3 - m_1}{m_2 - m_1} \times 100 \quad (2.2)$$

Onde: m_1 = massa seca (mais de 24 horas na estufa)

m_2 = massa saturada (mais de 24 horas imerso em água)

m_3 = massa do bloco ao chegar no laboratório.

Tabela 2.5 - Resistência à compressão mínima e absorção máxima(%) para blocos de concreto segundo a norma ASTM.

Tipo de Bloco e Classe (AE e BE)	Resistência à compressão		Absorção (média 3 blocos)		
	f_b (MPa) (média 3 blocos)	f_b (MPa) (individual)	massa específica seca (kgf/m ³)		
			>2000	1680 – 2000	<1680
Vazado, classe AE	6,9	5,5	13	15	18
Vazado, classe BE	4,8	4,1	13	15	18
Perfurado, classe AE	12,4	10,3	13	15	18
Perfurado, classe BE	8,3	6,9	13	15	18
Maciço, classe AE	24,0	20,6	10	13	15
Maciço, classe BE	17,2	13,8	13	15	18

Tabela 2.6 – Teor de umidade admissível para os blocos de concreto conforme a NBR 6136 (1994).

Retração linear (%)	Umidade máxima em porcentagem do valor de absorção para diferentes condições de umidade relativa do ar.		
	Úmido*	Intermediário**	Árido***
= 0,030	45	40	35
> 0,030 a = 0,045	40	35	30
> 0,045 a = 0,065	35	30	25

* Umidade relativa anual média superior a 75%

** Umidade relativa anual média entre 50% e 75%

*** Umidade relativa anual média inferior a 50%

A retração por secagem é ocasionada pela diminuição do volume do bloco quando a água presente no seu interior evapora. A retração linear de um bloco é a mudança de comprimento do mesmo do estado úmido para seco e seu valor depende do método de ensaio utilizado. A norma brasileira NBR 12117 (1991) especifica um método de ensaio para medir a retração por secagem,

baseado no método da norma americana ASTM C 426: mede-se a retração do bloco quando este passa do estado saturado para um estado bem seco, obtido por secagens sucessivas em estufa. A norma NBR 6136 (1994) limita em 0,065% o valor máximo de retração por secagem em todos os blocos ensaiados e para ambas as classes AE ou BE.

Vários fatores influenciam a retração no concreto: tipo de cimento, tipo de agregado, tamanho do agregado, a cura, a temperatura e umidade do meio-ambiente, a razão volume/superfície exposta, etc.

Os blocos de concreto com teor de umidade elevado podem retrair posteriormente e por isto a umidade no bloco deve ser limitada como será visto a seguir. Observa-se que em climas secos ocorre mais retração do que em climas úmidos, portanto quanto mais seco for o ambiente e quanto maior a retração linear do bloco, menor a umidade tolerada para os blocos.

2.1.1.4 – Propriedades mecânicas

As principais propriedades mecânicas dos blocos são: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

As paredes de alvenaria são concebidas para resistirem principalmente a esforços de compressão. Desta forma, a resistência à compressão do bloco é o principal parâmetro de dimensionamento da alvenaria e, por isso, esta propriedade é a principal variável do controle de qualidade dos blocos. Além disso, várias outras propriedades, como a durabilidade, estão intimamente ligadas a ela (CALÇADA, 1998).

Muitos são os fatores que influenciam na resistência à compressão dos blocos de concreto, sendo os principais: os materiais utilizados na confecção, seu proporcionamento e a eficiência de sua moldagem (MEDEIROS, 1993). Além destes, a relação altura/espessura da unidade influencia fortemente no resultado dos ensaios, já que quanto menor esta relação, maior é o efeito de

confinamento gerado pelo atrito com os pratos da prensa. Esse efeito causado pelo equipamento de ensaio induz a um estado triaxial de tensões, que gera valores mais elevados do que os reais de compressão axial (LA ROVERE, 2001).

Para a determinação da resistência à compressão de blocos vazados de concreto os procedimentos estão descritos na NBR 7184 (1992). Segundo a NBR 6136 (1994), a resistência característica à compressão do bloco, $f_{bk,est}$, que corresponde ao quantil de 5% da distribuição de resistências do lote de blocos, deve ser estimada pela equação:

$$f_{bk,est} = 2 \cdot \frac{f_{b1} + f_{b2} + \dots + f_{bm-1}}{m-1} - f_{bm} \quad (2.3)$$

onde :

n = é o número de blocos ensaiados;

$m = n/2$ se n for par ou $m = (n+1)/2$ se n for ímpar e f_{b1} , f_{b2} , ... f_{bn} são os valores de resistência à compressão, em ordem crescente.

Não se deve adotar para $f_{bk,est}$ valor maior do que 85% da média das resistências dos blocos da amostra, nem menor do que $\psi_6 \times f_{b1}$, sendo ψ_6 dado pela Tabela 2.7:

Tabela 2.7 – Valores de ψ_6 conforme o número de amostras. (NBR6136, 1994).

n	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ψ_6	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01

A norma britânica BS 5628 Parte1 (BSI, 1992) considera que a resistência à compressão do bloco é o principal parâmetro para determinação da resistência à compressão da alvenaria, além do tipo de argamassa a ser utilizada.

A alvenaria quando carregada à compressão, dependendo da rigidez dos materiais, sofrerá tensões de tração no bloco e tensões de compressão lateral na argamassa. Um dos métodos mais utilizado para a obtenção da resistência

à tração é o método indireto, que determina a resistência à tração a partir do ensaio de compressão. Este método é descrito na norma americana ASTM C 1006 (1984) e consiste basicamente em comprimir um bloco apoiado sobre duas barras de aço (Figura 2.2). A resistência à tração é obtida através da equação 2.4.

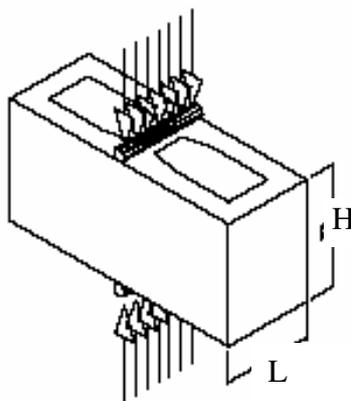


Figura 2.2 – Esquema do ensaio de resistência à tração por compressão, conforme ASTM C 1006 (1984).

$$f_{bt} = \frac{2.P}{\pi.L.H} \quad (2.4)$$

Onde: f_{bt} = resistência à tração indireta por compressão

P = carga de ruptura

L = largura da amostra

H = altura da amostra

Resultados obtidos de ensaios à tração direta ("pull-out tests"), realizados em laboratórios americanos, demonstraram que a resistência à tração de blocos Classe AE varia de 0,34 a 1,38 MPa (SCHNEIDER & DICKEY, 1987). Alguns autores indicam resistências ainda mais elevadas. No entanto, a resistência à tração pura da alvenaria depende da aderência das unidades com a argamassa.

Outras duas propriedades mecânicas importantes dos blocos são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Não existem ensaios normalizados para a determinação de tais propriedades dos blocos. No entanto, tem sido

adotado o mesmo procedimento utilizado para prismas para a obtenção do módulo de elasticidade da unidade. Assim, seu valor é expresso pelo coeficiente angular da reta que une os pontos do diagrama tensão x deformação, correspondentes a 5% e 33% da tensão de ruptura (DRYSDALE et al, 1993). O CEB-FIB Mode Code (1990) sugere a equação 2.5 como uma forma de determinação do módulo de elasticidade dos blocos. Já o ACI Building Code 318 apresenta a equação 2.6 e a NBR 6118 (2003) propõe a equação (2.7) para determinação do módulo de elasticidade do concreto.

$$E_b = 0,0428 \cdot \sqrt{f_b} \cdot (W_b)^{1,5} \quad (2.5)$$

$$E_b = 4730 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.6)$$

$$E_b = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.7)$$

onde: E_b = Módulo de elasticidade do bloco (MPa)

f_b = resistência à compressão do bloco (MPa)

W_b = massa específica unitária do bloco (kg/m^3)

2.1.2 – Argamassa

2.1.2.1 - Definição

De acordo com a NBR 8798 (1985), a argamassa de assentamento é definida como o elemento utilizado para a ligação dos blocos de concreto e responsável pela distribuição uniforme de esforços entre eles, sendo composta de cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura.

A função original da argamassa na alvenaria era apenas de preencher as irregularidades entre os blocos. Posteriormente foi utilizada para ligar os blocos e vedar as juntas contra a penetração de ar e água. Atualmente, além destas funções, a argamassa é responsável pela transmissão de esforços, transformando a alvenaria em uma estrutura monolítica, e também pela

acomodação de deformações. Apesar da influência da argamassa na resistência à compressão da alvenaria (considerada como monolítica) ser muito pequena, a contribuição da argamassa na resistência à flexão e cisalhamento, no plano e fora do plano, de paredes de alvenaria é muito importante. Esta contribuição será maior quanto melhor for a aderência entre a argamassa e o bloco. A aderência da argamassa não depende de sua resistência à compressão, mas sim da sua trabalhabilidade, ou seja, das suas propriedades no estado fresco (LA ROVERE, 2001).

2.1.2.2 - Funções

As principais funções que as argamassas destinadas ao assentamento de blocos de alvenaria estrutural devem apresentar são (PRUDÊNCIO JR, 1994):

1. Unir solidamente as unidades de alvenaria;
2. Distribuir uniformemente as cargas atuantes por toda área resistente dos blocos;
3. Resistir a esforços mecânicos;
4. Absorver as deformações naturais na qual a parede esteja submetida;
5. Selar as juntas contra a penetração de ar e água.

Nas construções tradicionais de alvenaria que utilizam unidades assentadas com argamassa, esta cumpre as funções de absorver as irregularidades das unidades, de forma que as fiadas fiquem uniformes, aprumadas e niveladas e, sobretudo, de unir as unidades com relativa estabilidade, propiciando um conjunto durável, impermeável e com alguma resistência à tração (GALLEGOS, 1989).

2.1.2.3 - Propriedades

Segundo SABBATINI (1986), para que a argamassa atenda a todas as funções atribuídas anteriormente, elas devem apresentar certas propriedades tanto no estado fresco como no endurecido:

- a) Ter capacidade de retenção de água suficiente para que uma elevada sucção do bloco não prejudique as suas funções primárias;
- b) Ter trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão) suficiente para que o pedreiro produza com rendimento otimizado um trabalho satisfatório, rápido e econômico;
- c) Adquirir rapidamente alguma resistência depois de assentada para resistir a esforços que possam atuar durante a construção;
- d) Desenvolver resistência adequada para não comprometer a alvenaria da qual faz parte, não devendo ser mais resistente que os blocos que ela une;
- e) Ter suficiente baixo módulo de elasticidade de maneira a acomodar as deformações intrínsecas (retração na secagem e de origem térmica) e as decorrentes de movimentos estruturais de pequena amplitude da parede de alvenaria, sem fissurar.
- f) Ter adequada aderência aos blocos a fim de que a interface possa resistir a esforços cisalhantes e de tração e prover a alvenaria de juntas estanques à água de chuva;
- g) Ser durável e não afetar a durabilidade de outros materiais ou da construção como um todo;

2.1.2.3.1. Retenção de água

A retenção de água pode ser entendida como a capacidade que a argamassa possui de reter a água de amassamento quando em contato com uma superfície absorvente (SABBATINI, 1986). A capacidade de reter água está diretamente relacionada com a manutenção da consistência da argamassa. Dessa forma, reter a água de amassamento é essencial para manter a consistência e, em conseqüência, a trabalhabilidade desejada.

Quando a argamassa não possui uma retenção de água adequada irá ocorrer: absorção excessiva de água pelo bloco, expandindo-o e aumentando o potencial de retração na secagem; perda rápida de água da argamassa provocando uma diminuição na resistência de aderência e aumento do módulo de deformação quando endurecida; redução na sua resistência por prejuízos à hidratação do cimento e carbonatação da cal com a perda inadequada de água. Em decorrência destes fatores haverá, ainda, prejuízo na durabilidade e estanqueidade da parede (SABBATINI, 1986).

De acordo com a NBR 8798 (1985), a retenção de água mínima permitida é de 75%, determinada segundo a ASTM C 91 (1998), cujo procedimento baseia-se na determinação da consistência da argamassa antes e depois da aplicação de um tratamento padronizado de sucção.

A norma americana difere da norma brasileira NBR 9287 (1986) nas dimensões do equipamento do ensaio de consistência (mesa de consistência ou “flow table”) e na maneira de cálculo do valor da retenção de água. Desta forma, se for realizado o ensaio segundo a NBR 9287 (1986), o limite de 75% não é mais aplicável. Em estudos realizados por MACHADO *et.al* (1999), correlacionando os resultados dos ensaios normalizados pela ABNT e ASTM, concluiu-se que um limite equivalente para os resultados da NBR 9287 (1986) deveria ser de aproximadamente 50%.

2.1.2.3.2. Trabalhabilidade

A trabalhabilidade é a propriedade mais importante da argamassa no estado plástico, porém de difícil definição e quantificação por ser, na realidade, uma combinação de várias características reológicas da argamassa como plasticidade, coesão, consistência, viscosidade, adesão e densidade.

Para que uma argamassa tenha boa trabalhabilidade ela deve ser fácil de manusear e de espalhar sobre a superfície da unidade de alvenaria; ter adesão para permitir a pré-colocação da argamassa nos topos das unidades para

formação das juntas verticais; manter consistência durante um intervalo de tempo tal que permita o assentamento de algumas unidades consecutivamente; ter coesão suficiente para não escorrer pelas paredes da unidade inferior quando do assentamento da unidade superior; ter facilidade e rapidez para alcançar a espessura de junta desejada; manter a espessura da junta após o processo de assentamento e mesmo depois da confecção das fiadas subseqüentes.

Atualmente não existe um método direto para medir a trabalhabilidade das argamassas de assentamento. Na prática, quem define se uma argamassa é trabalhável é o assentador da alvenaria, sendo que seu julgamento baseia-se no tipo de ferramenta utilizada e em critérios subjetivos (PRUDÊNCIO JR., OLIVEIRA e BEDIN, 2002).

Uma forma comumente utilizada para a avaliação da trabalhabilidade é indiretamente através de ensaios normalizados que avaliam a consistência da argamassa. A NBR 8798 (1985) estabelece que a consistência das argamassas de assentamento obtida no ensaio pela NBR 7215 (1991) (índice de consistência) seja 230 ± 10 mm. Entretanto, este limite não garante que a argamassa possua trabalhabilidade adequada. Em um estudo realizado por Oliveira et al (2001), verificou-se que, para cada tipo de argamassa testado, os valores de índice de consistência eram distintos para obter-se uma trabalhabilidade adequada, concluindo assim que este método não é o mais indicado para a avaliação da trabalhabilidade da argamassa, levando-os a propor um novo método denominado de “GTec Teste” (CASALI, 2003).

2.1.2.3.3. Resistência à Compressão

Como a principal solicitação em paredes de alvenaria é a compressão, a argamassa deve ter resistência suficiente para distribuir adequadamente as cargas atuantes por toda a área resistente da unidade de alvenaria. Deve-se procurar compatibilizar a resistência à compressão da argamassa com a do bloco. Em geral, utiliza-se uma argamassa com resistência inferior à do bloco

na área bruta (entre 0,70 e 1) (MOHAMAD, 1998). Ressalta-se que, para alvenaria de blocos vazados grauteados, deve-se utilizar uma argamassa mais resistente para resistir nas primeiras idades ao empuxo lateral causado pelo graute (LA ROVERE, 2001).

2.1.2.3.4. Resiliência

Segundo SABBATINI (1986), resiliência é a capacidade que a argamassa possui de deformar-se sem apresentar ruptura quando sujeita a solicitações diversas e de retornar ao estado original quando cessam estas solicitações. Entretanto, para argamassas de assentamento este conceito estende-se para um estado de deformação plástica em que a ruptura ocorre na forma de fissuras microscópicas ou capilares não prejudiciais.

Uma argamassa adequada é aquela que, dentre outras características, permite a dissipação dos esforços atuantes sem a ocorrência das fissuras prejudiciais, portanto, sem perder a aderência com as unidades de alvenaria. Esta função das argamassas de absorver deformações na parede está ligada, principalmente, à sua composição, dosagem e capacidade de aderência (SOLÓRZANO, 1994).

2.1.2.3.5. Aderência

A resistência de aderência pode ser definida como a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões de cisalhamento e de tração, sem romper-se. Uma união adequada vai depender fundamentalmente das características dos dois componentes individualmente e da sua compatibilidade.

Segundo MÜLLER (1999), a aderência entre a junta de argamassa e a unidade de alvenaria é um fenômeno mecânico que se processa pela ancoragem da argamassa na unidade através da penetração por sucção dos componentes da

pasta de aglomerante nas reentrâncias e poros do substrato, ficando a argamassa endurecida fixa na superfície rugosa do substrato.

São vários os fatores que influenciam na aderência como, por exemplo, o tipo de argamassa, relação a/c, propriedades da unidade, mão-de-obra e condições de cura (DRYSDALE *et al.*, 1993).

2.1.2.4 – Tipos de argamassa

Segundo SOLÓRZANO (1994), as argamassas de assentamento de unidades podem ser classificadas em função do aglomerante empregado nos seguintes tipos: argamassa de cal; argamassas de cimento Portland com aditivos e sem aditivos; argamassas com cimentos de alvenaria e argamassas de cimento e cal (mistas).

As argamassas de cimento Portland com aditivos são argamassas que usam aditivos plastificantes, geralmente incorporadores de ar, com objetivo de aumentar a trabalhabilidade e a retenção de água. No Brasil, estas argamassas têm sido muito pouco utilizadas na alvenaria estrutural, pois seu custo é maior em relação à argamassa mista de cal e cimento e de propriedade semelhante. Além disso, dosagens incorretas de aditivos podem trazer conseqüências adversas.

As argamassas mistas são constituídas de cimento, cal e areia. Este tipo de argamassa é a união de dois aglomerantes com propriedades distintas. A cal tem baixa resistência à compressão, alta retenção de água, boa trabalhabilidade e excelente deformabilidade, enquanto que o cimento apresenta excelente resistência à compressão. A combinação da resistência do cimento com a trabalhabilidade e retenção de água dada pela cal torna este tipo de argamassa o mais adequado para a alvenaria estrutural.

Os demais tipos de argamassa não são descritos neste trabalho por não serem adequados para o uso em alvenaria estrutural.

2.1.2.5 – Materiais constituintes de argamassa

A seguir são mostrados os materiais constituintes das argamassas mistas: cimento, cal e areia. Em relação ao cimento, são comentados os tipos e a especificação, em seguida discute-se a cal, sua composição e a função na argamassa e, finalmente, comenta-se sobre a areia, dando ênfase à granulometria, às especificações e às recomendações.

A utilização de diferentes tipos de cimentos Portland fabricados no Brasil não provoca grandes modificações nas propriedades mais interessantes das argamassas mistas de assentamento. Porém, cimentos de diferentes classes de resistências irão produzir argamassas com resistências mecânicas variáveis. Cimentos Portland pozolânicos, por apresentarem maior finura (maior superfície específica), deixam a argamassa mais trabalhável e com maior capacidade de retenção de água. Além disso, este tipo de cimento tem endurecimento mais lento, contribuindo para produzir argamassas mais resilientes .

A cal, além de ser um material aglomerante aéreo, possui, por sua finura, importantes propriedades plastificantes e de retenção de água. A cal também confere à argamassa coesão e extensão de aderência, sendo o componente fundamental para assegurar a durabilidade da aderência. Por sua vez, a durabilidade da aderência é proporcionada pela habilidade da cal em evitar minúsculas fissuras e preencherem vazios através da carbonatação que se processa ao longo do tempo.

Para obtenção de resultados satisfatórios das propriedades das argamassas, a areia deve possuir uma granulometria contínua. As normas inglesa e norte-americana recomendam a granulometria apresentada na Tabela 2.9 para as areias destinadas às argamassas de assentamento.

A NBR 8798 (1985) prescreve que os agregados devem atender às especificações da NBR 7211 (2004), como mostra a tabela 2.10. A

granulometria dos agregados deve estar dentro dos limites de somente uma das zonas.

Tabela 2.8 – Granulometria recomendadas para as areias de argamassa.

Peneira – Abertura nominal (mm)	Percentagem em peso que passa nas peneiras	
	BS – 1200	ASTM C-144
*4,75	100	100
2,36	90-100	95-100
1,18	70-100	70-100
0,6	40-80	40-75
0,3	5-40	10-35
0,15	0-10	2-15

* 5,0 mm para BS 1200

Tabela 2.9 – Limites granulométricos do agregado, NBR 7211 (2004).

Peneiras ABNT (mm)	Percentagem em peso retida acumulada na peneira ABNT			
	ZONA 1 (muito fina)	ZONA 2 (fina)	ZONA 3 (média)	ZONA 4 (grossa)
9,5	0	0	0	0
6,3	0 a 3	0 a 7	0 a 7	0 a 7
4,8	0 a 5*	0 a 10	0 a 11	0 a 12
2,4	0 a 5*	0 a 15*	0 a 25*	5* a 40
1,2	0 a 10*	0 a 25*	10 a 45*	30* a 70
0,6	0 a 20	21 a 40	41 a 65	66 a 85
0,3	50 a 85*	60* a 88*	70 a 92*	80* a 95
0,15	85** a 100	90** a 100	90** a 100	90** a 100

*pode haver tolerância de até 5 unidades de por cento em um só dos limites distribuídos em vários deles;

**para agregado miúdo resultante de britamento este limite poderá ser 80.

2.1.2.6 – Dosagem

De acordo com a NBR 8798 (1985), são estabelecidos critérios para determinação das proporções de materiais e mistura das argamassas: a dosagem experimental e não experimental. O primeiro critério tem por finalidade estabelecer o traço da argamassa para que estes tenham a resistência e a trabalhabilidade previstas, expressa esta última pela

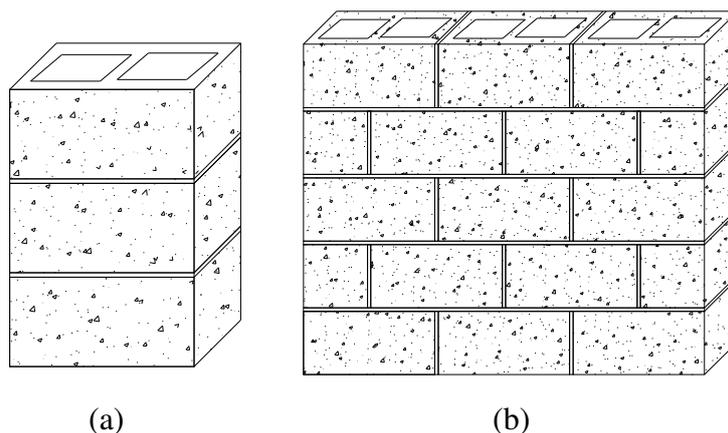
consistência. A norma salienta que pode ser feita por qualquer método baseado na correlação entre as características de resistência e durabilidade da argamassa e a relação água/cimento. A norma ressalta que deve-se levar em conta inicialmente a trabalhabilidade e depois pode-se fixar a relação água/cimento em função da resistência de dosagem aos 28 dias ou das particularidades da obra, tais como a durabilidade.

2.2 – Alvenaria

2.2.1 – Introdução

A resistência à compressão uniaxial de alvenaria é um parâmetro básico para o projeto estrutural. Há duas maneiras de se avaliar tal resistência. Uma delas é através de equações empíricas ou empírico-analíticas que correlacionam a resistência à compressão da alvenaria com as resistências à compressão dos componentes: bloco e argamassa. A outra, através de ensaios experimentais de prismas ou mini-paredes sob compressão axial, onde são usados componentes idênticos aos que serão utilizados na obra.

Prismas são corpos-de-prova constituídos de dois ou mais blocos ligados entre si por juntas de argamassa, grauteados ou não. Usualmente os prismas se caracterizam geometricamente por uma unidade de comprimento, uma unidade de largura e altura entre 1,5 e 5 vezes a largura (CALÇADA, 1998), conforme mostra a Figura 2.3(a). A mini-parede é um conjunto de unidades de alvenaria ligadas por argamassa. Os blocos são dispostos alternadamente, utilizando-se também meio-bloco. Tal disposição é denominada de junta amarrada, conforme mostra a Figura 2.3(b).



(a) (b)
 Figura 2.3 – Prisma e Mini-parede de bloco de concreto.

O comportamento mecânico de uma parede, semelhantemente ao prisma, é diferente do comportamento mecânico da unidade (bloco). Isso é devido principalmente à presença da junta horizontal de argamassa, que é mais deformável que o bloco. Ao ser comprimida axialmente, a parede tende a se deformar lateralmente, devido ao efeito de Poisson, e a argamassa, por ter em geral módulo de elasticidade menor do que a do bloco, tende a se deformar mais. No entanto, devido à aderência entre os blocos e a argamassa, esta deformação é impedida, surgindo tensões laterais de tração no bloco e de compressão na argamassa. (ver Figura 2.4) (LA ROVERE, 2001).

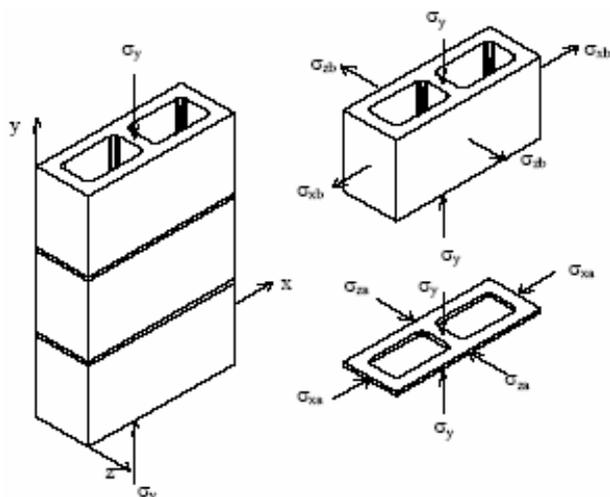


Figura 2.4 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria.

2.2.2 – Fatores que afetam a resistência da alvenaria

A resistência de um elemento da alvenaria depende, fundamentalmente, da resistência básica da mesma, das propriedades geométricas do elemento e da excentricidade do carregamento.

A resistência básica pode ser entendida como sendo aquela que depende das características dos materiais empregados, excluídos os efeitos da esbeltez, excentricidades das cargas e tipos de vinculações. Segundo a norma americana ASTM C 1006 (1984), a resistência é denominada "resistência média da alvenaria" (f'_m), para a norma inglesa BS 5628 (1992), é a "resistência característica da alvenaria" (f_k) e para a NBR 10837 (1989), que trata do cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, é a "resistência média dos prismas" (f_p).

HENDRY (1981) enumeram, em ordem de importância, as seguintes causas como as mais importantes:

- a) Resistência da unidade;
- b) Resistência da argamassa de assentamento;
- c) Geometria da unidade;
- d) Espessura das juntas de assentamento;
- e) Características de deformação das unidades e da argamassa.

2.2.2.1 – Resistência do bloco

Quanto maior a resistência da unidade, maior será a resistência à compressão da alvenaria. Deve-se ressaltar que a resistência à compressão da alvenaria será menor do que a resistência à compressão da unidade por dois motivos:

- 1) a resistência medida da unidade não é a *verdadeira* resistência uniaxial, e sim um valor superior ao verdadeiro, pois a restrição nas extremidades das unidades causada pelos pratos da prensa de ensaio, que dependerá da geometria da unidade, gera tensões de compressão transversais, como em um ensaio tri-axial à compressão;

2) devido ao fato da argamassa ser mais deformável do que as unidades, ela tenderá a deformar-se mais do que as unidades, deformação esta impedida pela aderência entre a argamassa e as unidades o que provoca o surgimento de tensões de tração nas unidades transversalmente ao eixo vertical de compressão (LA ROVERE, 2001).

A resistência da unidade é o fator dominante na resistência da alvenaria. Dentro dos limites usados na prática, a resistência da parede geralmente cresce linearmente com o aumento da resistência da unidade e da argamassa.(ver Figura 2.5)

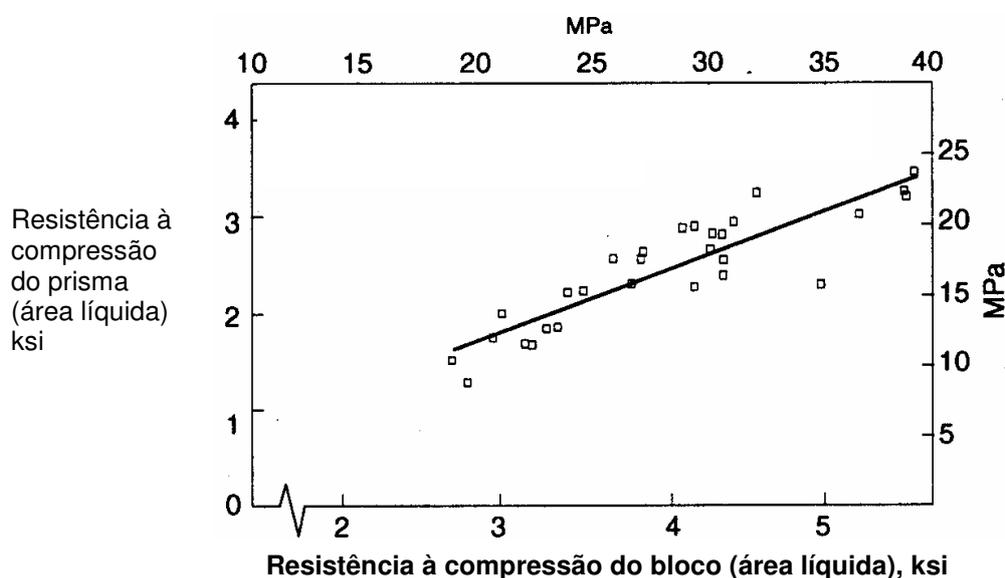


Figura 2.5 – Variação da resistência à compressão de prismas de alvenaria de blocos vazados de concreto em função da resistência do bloco (DRYSDALE *et.al*, 1993)

2.2.2.2 – Resistência da argamassa

De uma maneira geral, a resistência à compressão da alvenaria aumenta com a resistência da argamassa. Este efeito foi observado em ensaios de prismas e é mais acentuado para unidades muito resistentes, como é o caso de unidades cerâmicas. Para unidades vazadas de concreto, com ou sem graute, o aumento da resistência à compressão da alvenaria com o aumento da resistência da argamassa é pouco significativo, conforme pode-se observar na Figura. 2.6. Não seria, portanto, econômica a utilização de argamassas muito

fortes (como por exemplo a tipo M), sendo mais desejável a utilização de argamassas menos resistentes e mais deformáveis, para acomodar pequenas deformações. Além disso, assim como surgem tensões transversais de tração nas unidades da alvenaria submetida à compressão, surgem por equilíbrio tensões de compressão na argamassa, ficando esta submetida assim a um estado tri-axial de compressão, ou seja, a resistência à compressão da argamassa na alvenaria será superior do que a obtida isoladamente, em ensaios de corpos de prova cilíndricos, que é a resistência uniaxial à compressão. Em geral, a ruptura da alvenaria ocorre na unidade, por tração-compressão, mas em argamassas muito fracas a ruptura pode ter início pelo esmagamento à compressão da argamassa. O modo de ruptura da unidade é, portanto diferente: isoladamente apresenta uma ruptura com fissuras inclinadas formando um cone, típica de ruptura por compressão e cisalhamento, ou a observada em ensaios do tipo tri-axial à compressão, enquanto que na alvenaria a unidade apresenta fissuras verticais de tração típicas de ruptura por tração-compressão ou ruptura por compressão uniaxial (LA ROVERE, 2001).

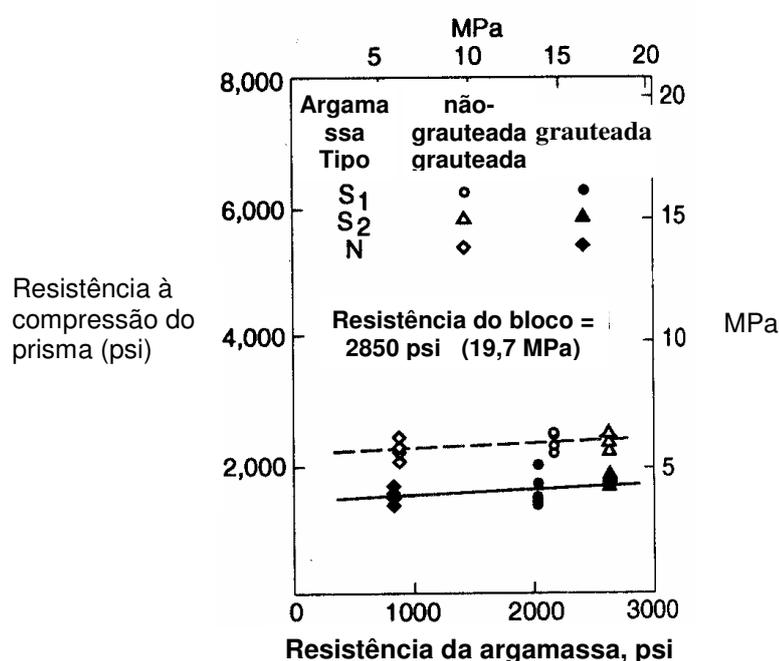


Figura 2.6– Efeito da resistência da argamassa na resistência à compressão de prismas de alvenaria de unidades de concreto (DRYSDALE *et.al* , 1993).

2.2.2.3 – Geometria

Quanto aos blocos vazados, o comportamento é similar ao de blocos maciços, sendo que a ruptura ocorre nas paredes externas, com fissuras verticais entre as paredes transversais, que funcionam como enrijecedores das paredes longitudinais. No caso de paredes muito delgadas pode ocorrer o descolamento ou então a flambagem das paredes externas (LA ROVERE, 2001).

2.2.2.4 – Espessura da junta de assentamento

Segundo DRYSDALE *et al* (1994), uma vez que a deformação lateral dos materiais solicitados axialmente é função de sua deformação no sentido de aplicação da carga e esta função do comprimento do elemento solicitado, fica fácil entender as variações de resistência nos prismas causadas por variações na espessura da junta. Assim, como regra geral, o aumento da espessura da junta provoca redução na resistência do prisma. (ver Figura 2.7).

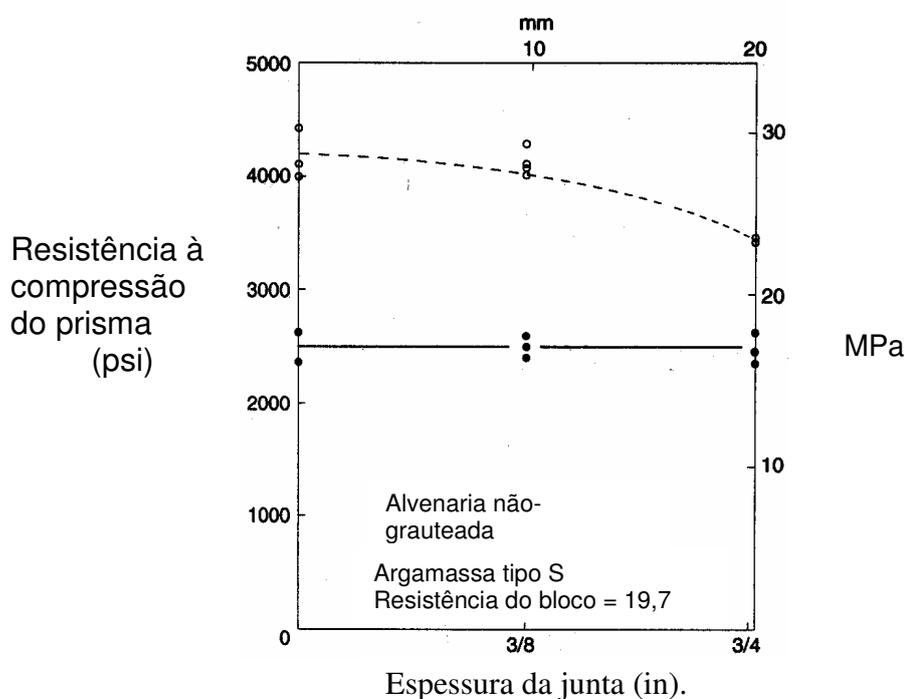


Figura 2.7 – Efeito da espessura das juntas na resistência de prismas de alvenaria de unidades de concreto (DRYSDALE *et.al*,1993).

2.2.2.5 – Características de deformação das unidades e da argamassa

Quanto mais deformável for a argamassa em relação às unidades (menor módulo de elasticidade, maior coeficiente de Poisson) maior serão as tensões transversais de tração nas unidades e portanto menor será a resistência à compressão da alvenaria, sendo que as tensões transversais irão depender também da aderência entre as unidades e a argamassa. Deve-se ressaltar, no entanto, que é importante que a argamassa seja mais deformável do que os blocos para acomodar pequenas deformações impostas à alvenaria e movimentos devidos à retração dos blocos de concreto (LA ROVERE, 2001). MOHAMAD (1998) propôs a equação 2.8 para determinação do módulo de elasticidade da argamassa baseada em dados experimentais.

$$E_a = -18,9.f_{ck}^2 + 939,4.f_{ck} \quad (2.8)$$

onde f_{ck} em MPa.

2.2.3 – Equações empíricas ou tabelas para determinação da resistência à compressão da alvenaria

Vários pesquisadores desenvolveram equações baseadas em dados experimentais para determinar a resistência à compressão da alvenaria, em função da resistência à compressão de seus componentes.

Tabelas da Norma americana ACI/ASCE/TMS (1995):

Tabela 2.11 - Resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto (vazados e não-grauteados ou maciços) (Tab. 1.6.2.2 em ACI/ASCE/TMS (1995)).

Resistência à compressão das unidades (f'_{cb}) (em relação à área líquida, em MPa)		Resistência à compressão da alvenaria (área liq., MPa)
Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N	
8,5	9,0	7,0
13,0	15,0	10,5
19,5	21,0	14,0
26,0	28,0	17,0
33,0	36,0	20,5

Esta tabela foi baseada em resultados experimentais, aplicando-se um coeficiente de segurança aos valores medidos, conforme mostra a Figura 2.8.

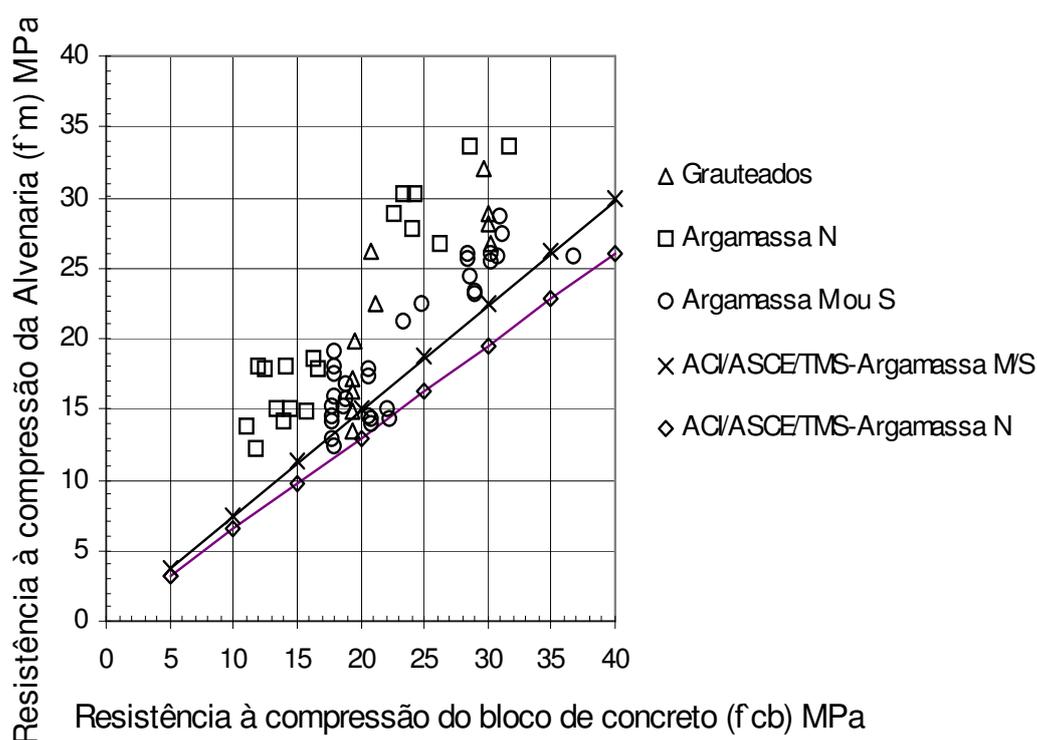


Figura 2.8 – Resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto a partir da resistência do bloco e tipo de argamassa pela norma ACI/ASCE/TMS (LA ROVERE, 2001).

As tabelas da Norma inglesa BS 5628 (1985) tabelas 2.12 e 2.13, foram extraídas de resultados experimentais, para argamassas padronizadas pela

norma inglesa, tipo (i), (ii), (iii) e (iv). As resistências à compressão das unidades, bem como a da alvenaria, estão dadas em relação à área bruta. Esta tabela fornece valores similares aos da tabela de tijolos cerâmicos, apenas inclui colunas com resistências de unidades inferiores, para incluir blocos de concreto celular autoclavado.

Para blocos de concreto de padrão internacional há um agravante dado pelo uso das Tabelas 2.12 e 2.13, devendo-se interpolar os valores das duas tabelas. O problema é que a relação entre a resistência de unidades com diferentes alturas não é linear. Será visto mais adiante uma comparação entre as diversas equações para resistência à compressão da alvenaria.

Tabela 2.11 - Resistência à compressão da alvenaria (MPa) de blocos com relação altura/menor dimensão igual a 0,6 (BS 5628, 1985).

Argamassa	Resistência à compressão das unidades em relação à área bruta (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	> 35
tipo								
(i)	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	11,4
(ii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	9,4
(iii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	8,5
(iv)	1,4	1,7	2,2	2,8	3,5	4,4	5,2	7,3

Tabela 2.12 - Resistência à compressão da alvenaria (MPa) de blocos vazados com relação altura/menor dimensão entre 2 e 4 (BS 5628, 1985).

Argamassa	Resistência à compressão das unidades em relação à área bruta (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	> 35
tipo								
(i)	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,5	11,4
(ii)	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
(iii)	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
(iv)	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

As seguintes equações foram propostas por COLVILLE e WOLDE-TINSAE *apud* LA ROVERE (2001), que fornecem uma aproximação linear dos valores da tabela do ACI/ASCE/TMS (1995).

$$f_m = 0,75.f_b \text{ para argamassa M ou S} \quad (2.9)$$

$$f_m = 0,65.f_b \text{ para argamassa N} \quad (2.10)$$

f_m = resistência à compressão da alvenaria

f_b = resistência à compressão do bloco

A equação empírica (2.11), proposta por pesquisadores do IPT (LA ROVERE 2001) foi obtida a partir de ensaios experimentais em prismas ocós, com $h/t = 2$, confeccionados com dois blocos de 19 cm de espessura:

$$f'_m = 0,78.f_b \text{ argamassa M ou S} \quad (2.11)$$

f'_m = resistência à compressão da alvenaria

f'_{cb} = resistência à compressão do bloco

KHALAF, HENDRY e FAIRBRAIN (1994) sugerem a seguinte expressão empírica:

$$f_m = 0,3.f_b + 0,2.f_a \quad (2.12)$$

onde: f_m = resistência à compressão da alvenaria na área bruta

f_b = resistência à compressão do bloco na área bruta

f_a = resistência à compressão da argamassa

MOHAMAD (1998) propôs as equações 2.13 e 2.14 baseadas em dados experimentais.

$$f_m = f_a \cdot 0,5794 \left(\frac{E_a}{E_b} \right)^{-1,1093} \quad (2.13)$$

$$f_m = f_{bt} \cdot \left[5,45 \cdot \left(\frac{E_a}{E_b} \right) + 3,64 \cdot \left(\frac{E_a}{E_b} \right) + 10,22 \right] \quad (2.14)$$

onde:

- f_m = resistência à compressão da alvenaria
- f_a = resistência à compressão da argamassa
- f_{bt} = resistência à tração do bloco
- E_a = módulo de elasticidade da argamassa
- E_b = módulo de elasticidade do bloco

2.2.4 – Equações analíticas para determinação da resistência à compressão da alvenaria

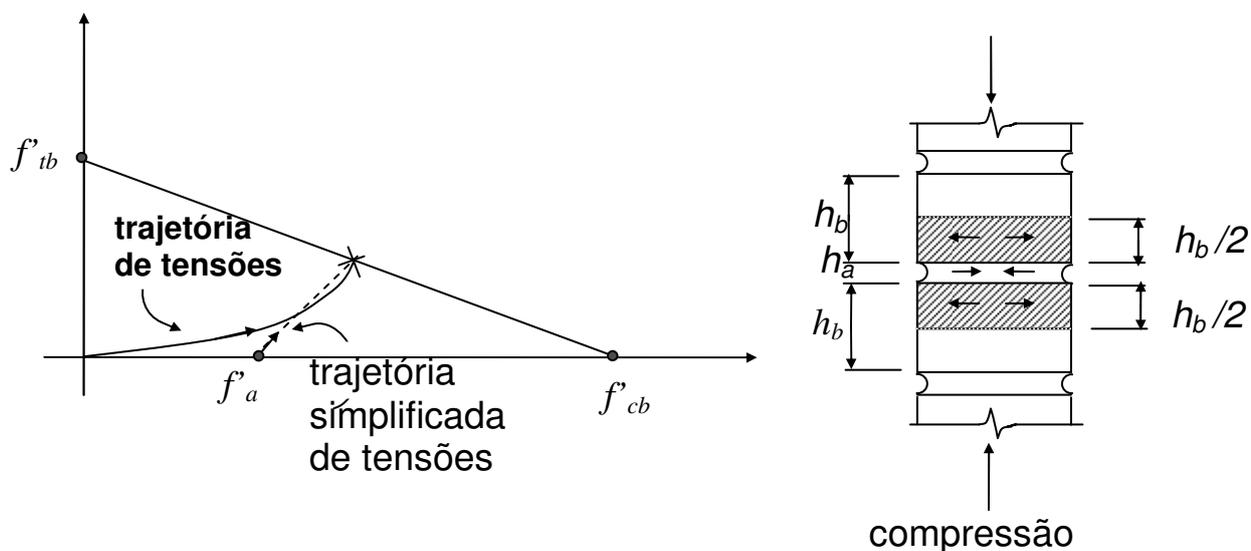
O comportamento mecânico da alvenaria depende das características de deformação das unidades e da argamassa, sendo a argamassa, em geral, mais deformável do que as unidades. Esta diferença de deformabilidade acarretará em tensões laterais de tração nas unidades e de compressão na argamassa, conforme mostra a Figura 2.4, tensões estas que devem estar em equilíbrio.

Diversos autores obtiveram equações para a resistência à compressão da alvenaria, partindo deste equilíbrio de tensões laterais e considerando um comportamento elástico-linear para os componentes. Os resultados porém dependiam dos valores adotados para os coeficientes de Poisson das unidades e da argamassa, que são propriedades de difícil obtenção, além do fato da argamassa tender a plastificar (ou seja, aumenta o coeficiente de Poisson) sob altas tensões de compressão. As diferenças encontradas entre os resultados analíticos e experimentais eram devidas portanto, principalmente, ao comportamento não-linear da argamassa e aos valores incorretos adotados para os coeficientes de Poisson. Em 1983, Atkinson e Noland propuseram outra equação analítica, baseada em comportamento elástico-linear para as unidades e em comportamento não-linear para a argamassa. Apesar de mais

elaborada, esta equação ainda dependia dos coeficientes de Poisson dos componentes.

Mais recentemente, tem se utilizado equações baseadas em critérios de ruptura para os componentes sob estado multi-axial de tensões. Hilsdorf foi um dos primeiros a utilizar estes critérios, propondo uma equação para alvenaria de tijolos cerâmicos. Este critério foi estendido para blocos de concreto por outros autores, conforme descrito no que se segue (LA ROVERE, 2001).

Pelo critério de HILSDORF (1969), admite-se que a ruptura da alvenaria comprimida axialmente ocorre ao mesmo tempo nas unidades sob tração-compressão e na argamassa sob estado tri-axial de compressão. Para as unidades utiliza-se o critério de Coulomb para material frágil, ou seja uma curva linear como envelope de ruptura, conforme mostrado na Figura 2.9.



f'_{tb} – resistência à tração do bloco
 f'_a – resistência à compressão da argamassa
 f'_{cb} – resistência à compressão do bloco

Figura 2.9 – Critério de ruptura de Hilsdorf para alvenaria sob compressão (LA ROVERE, 2001).

Considerando que, para cada junta de argamassa, as tensões laterais de tração que surgem nas unidades distribuem-se até a metade da unidade

superior e inferior, conforme mostra a figura acima, obtém-se, a partir do equilíbrio de forças na horizontal, $\sum F_x = 0$:

$$\begin{aligned}\sigma_{xb} h_b l &= \sigma_{xa} h_a l \therefore \\ \sigma_{xb} &= \frac{h_a}{h_b} \sigma_{xa}\end{aligned}\quad (2.15)$$

onde h_a é a altura da junta de argamassa, h_b é a altura do bloco ou unidade e l é a dimensão transversal do bloco (espessura no caso de bloco vazado de concreto).

A equação que define a reta limite de ruptura do critério de Coulomb para a unidade sob tração-compressão, mostrada na Figura 2.9, é:

$$\sigma_{xb} = f'_{tb} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_{cb}} \right) \quad (2.16)$$

Para a resistência da argamassa sob estado tri-axial de compressão, Hilsdorf adotou a equação extraída dos ensaios de Richart *et al.* para concreto:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= f'_a + C \sigma_{xa} \\ \therefore \sigma_{xa} &= \frac{\sigma_y - f'_a}{C}\end{aligned}\quad (2.17)$$

onde C é um parâmetro que leva em conta o aumento na resistência axial à compressão devido ao confinamento lateral (Richart *et al.* obtiveram $C = 4,1$).

Substituindo-se a eq. (2.17) na eq. (2.15), obtém-se:

$$\sigma_{xb} = \alpha (\sigma_y - f'_a) \quad ; \quad \alpha = \frac{h_a}{h_b C} \quad (2.18)$$

Igualando-se agora a eq.(2.16) com a eq. (2.18), chega-se a:

$$f'_{tb} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_{cb}} \right) = \alpha (\sigma_y - f'_a) \therefore \sigma_y = f'_{cb} \times \frac{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_a}{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_{cb}} \quad (2.19)$$

A tensão média da alvenaria na ruptura, ou seja, sua resistência à compressão, é dada pela expressão:

$$f'_m = \frac{\sigma_y}{K_1} \quad (2.20)$$

onde K_1 é um coeficiente para levar em conta a não-uniformidade de distribuição de tensões laterais. Hilsdorf obteve para K_1 valores entre 1,1 e 2,5 a partir de ensaios experimentais em prismas de alvenaria, utilizando diversos tipos de tijolos e de argamassa.

Priestley e Yuk, da Nova Zelândia, adotaram exatamente as mesmas equações (2.15) a (2.20) acima, sugerindo adotar um valor de 1,5 para o coeficiente K_1 ; 4,1 para C e consideraram a resistência à tração do bloco igual a um décimo da sua resistência à compressão. Substituindo-se na equação (2.19) os valores das medidas padrão dos blocos de concreto ($h_b=19$ cm), da junta de argamassa ($h_a=1$ cm); a relação $f'_{tb} = 0,1f'_{cb}$, e substituindo-se $K_1 = 1,5$ na equação (2.20) e $C = 4,1$ na expressão de α , vem:

$$f'_m = 5,91(0,1f'_{cb} + 0,01284f'_a) \quad (2.21)$$

Hamid e Drysdale (1979), do Canadá, também adotaram o critério de Hilsdorf, com as seguintes modificações: adotaram $C = 3,6$ na equação (2.15), observando que o aumento na resistência à compressão devido à pressão lateral é menor para argamassa do que para concreto e adotaram $K_1 = 1,08$, a partir de seus resultados experimentais. Substituindo-se nas equações (2.17) e (2.19) $C = 3,6$, as alturas padrão para o bloco de concreto e junta de argamassa e a relação $f'_{tb} = 0,1f'_{cb}$, e substituindo-se $K_1 = 1,08$ na equação (2.20), obtém-se:

$$f'_m = 8,08(0,1f'_{cb} + 0,01460f'_a) \quad (2.22)$$

Pode-se observar das equações (2.21) e (2.22) que a influência da resistência da argamassa na resistência do prisma de alvenaria é pequena, o que está de acordo com observações experimentais (ver Figura 2.6). A diferença principal entre estas duas equações está no diferente valor de K_1 adotado, resultando em valores de f'_m cerca de 75% menores pela equação (2.21) em relação à equação (2.22). A equação (2.21) é portanto mais conservadora e fornece resultados similares aos da norma ACI/ASCE/TMS, ou da equação de Colville e Wolde-Tinsae (LA ROVERE, 2001).

2.2.5 – Comparação entre as diversas equações para resistência à compressão da alvenaria

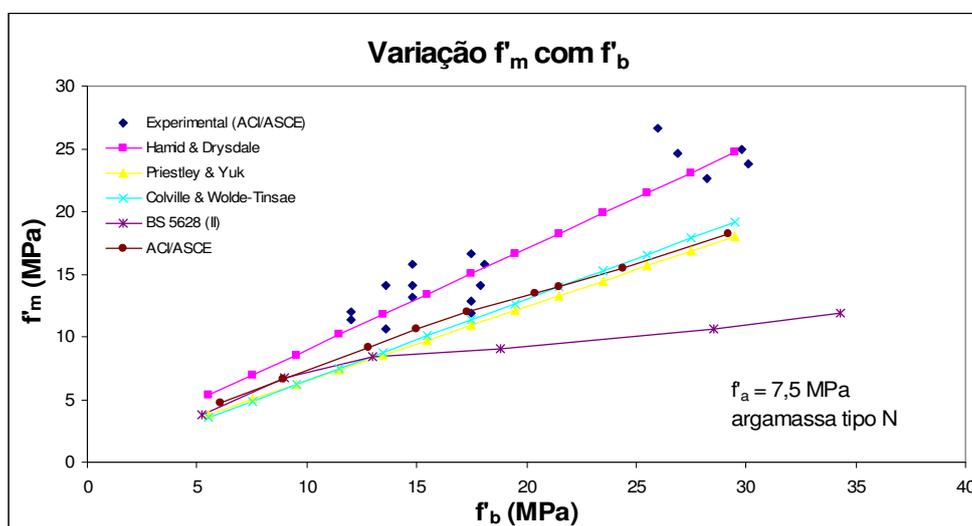


Figura 2.10 – Variação de f'_m segundo diversos autores (LA ROVERE *et.al*, 1992).

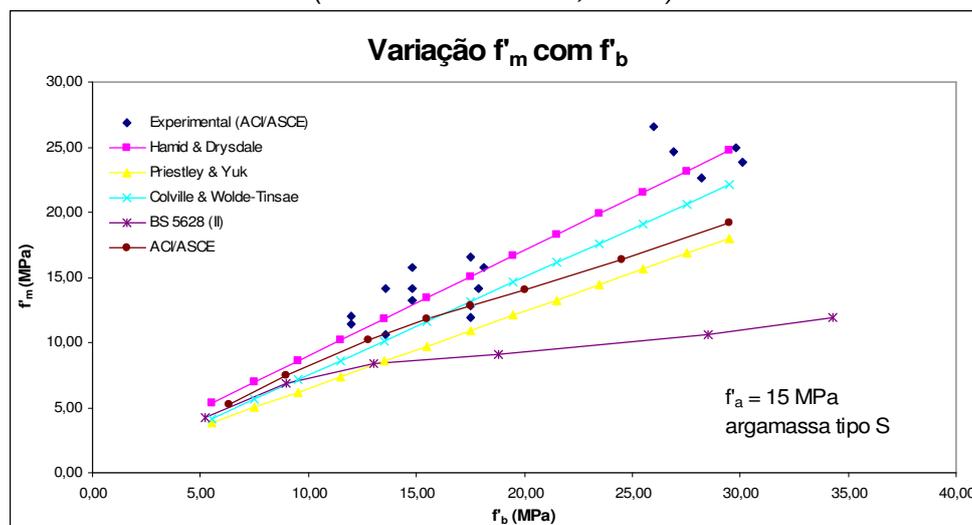


Figura 2.11 – Variação de f'_m segundo diversos autores (LA ROVERE *et.al*, 1992).

Nota-se que, para os dois tipos de argamassa (N e S), há uma tendência de uma variação linear com o aumento da resistência da alvenaria, exceto a norma britânica que apresenta uma variação linear apenas no trecho inicial da curva, ou seja, para resistência de bloco entre 5 e 10 MPa.

2.2.6 – Ensaio experimental para obtenção da resistência à compressão da alvenaria

Os ensaios dos materiais e elementos de alvenaria são realizados com os mais variados objetivos, dentre os quais se destacam:

1. determinação das resistências de projeto;
2. controle de qualidade na produção;
3. controle de qualidade na obra e
4. pesquisas experimentais.

Para o conhecimento das características estruturais da alvenaria, realizam-se ensaios nas argamassas, unidades, prismas e paredes. A definição do tipo de ensaio a ser empregado depende basicamente dos seguintes critérios:

1. Objetivos do ensaio;
2. Tempo necessário para a realização do ensaio;
3. Disponibilidade de materiais e equipamentos;
4. Custo relacionado à finalidade do ensaio e
5. Exigências quanto à confiabilidade dos resultados.

A seguir, é apresentada uma revisão bibliográfica de trabalhos publicados sobre esse assunto.

2.2.6.1 – Revisão bibliográfica de ensaios realizados anteriormente

Apresenta-se inicialmente uma revisão bibliográfica realizada por KINGSLEY *et al* (1992) *apud* LA ROVERE (2001).

KREFELD (1938) estudou o efeito da altura do prisma na resistência à compressão, utilizando apenas 1 tipo de tijolo maciço (cerâmico) e 1 tipo de argamassa. Ele concluiu que a relação entre a resistência à compressão e a esbeltez é aproximadamente exponencial (Figura 2.8), apresentando um decréscimo abrupto para baixos valores de h/t e suave para os valores elevados de h/t . Ele sugere que se corrijam valores de resistência encontrados para prismas com h/t inferiores a 6 através de fatores de correção, tendo em vista a influência da restrição nas extremidades do prisma, causada pelas placas da prensa, resultando em resistências elevadas. Ele frisou no entanto que estes fatores de correção deviam ser utilizados apenas como um guia, não devendo ser generalizados, devido às limitações dos ensaios (um só tipo de tijolo e de argamassa).

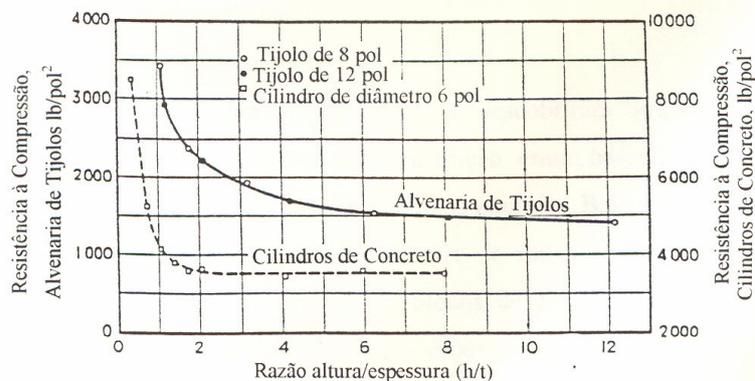


Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão de cilindros de concreto e alvenaria de tijolos com a razão altura/espessura. (KREFELD, 1938)

MONK (1967) realizou uma revisão de literatura sobre o efeito da esbeltez do prisma na resistência à compressão. Ele coletou dados de trabalhos desde o início do século e afirma que provavelmente o fator geométrico mais importante na resistência à compressão da alvenaria é a esbeltez, sendo esta influência mais acentuada em prismas do que em paredes. Acrescenta que se a resistência for baseada em prismas com um baixo valor para h/t e a ruptura

observada for de cisalhamento, deve ser feita uma correção da alta resistência encontrada erroneamente.

FRANCIS, HORMAN E JERREMS (1971) confirmaram a teoria de Krefeld através de pequenas séries de experimentos em prismas de alvenaria de tijolos. Eles não recomendam o uso de fatores de correção, mas especificam porém uma altura mínima padrão de 4 fiadas para os prismas.

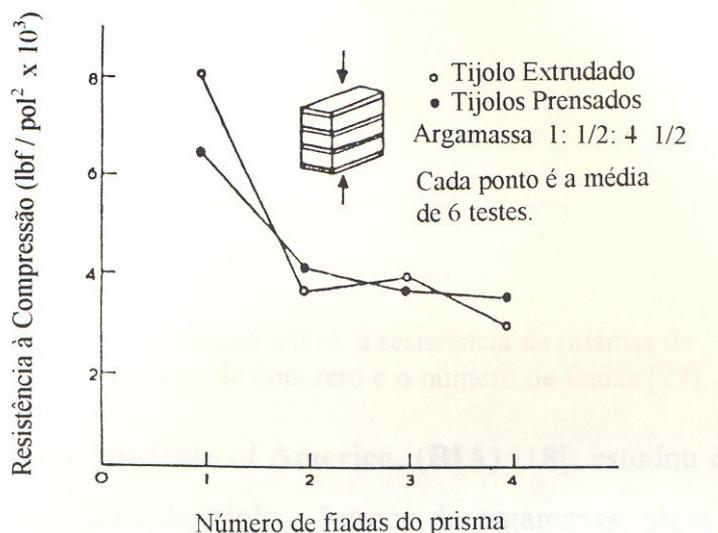


Figura 2.13 – Efeito do número de fiadas na resistência à compressão de prismas. (FRANCIS et al., 1971)

WATSTEIN E ALLEN (1971) estudaram o efeito da esbelteza do prisma na resistência do prisma à compressão, usando 2 tipos de argamassa. Os autores observaram um comportamento semelhante para os dois casos, obtendo suas curvas ($f'_m \times h/t$) de forma similar (decréscimo exponencial) tanto para a argamassa de alta como para a de baixa resistência.

HANADA (1976) conduziu um estudo abrangente dos efeitos da altura e da restrição lateral nas extremidades do prisma. Foram utilizados 1 tipo de tijolo, 2 tipos de argamassa e 2 tipos de capeamento. Os autores enfatizaram que a redução na resistência com o aumento na altura do prisma também com volumes relativos de tijolo e argamassa no prisma. Sugeriram, portanto, possíveis fatores de correlação baseados na razão entre o número de juntas de argamassa e o número de blocos no prisma, e não na tradicional relação h/t .

Apresenta-se agora a revisão bibliográfica realizada pelo autor do presente trabalho.

MAURENBRECHER (1980) ensaiou paredes e prismas de tijolos cerâmicos, blocos de concreto e blocos cerâmicos, no intuito de investigar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de prismas e paredes, além de comparar resultados com a norma canadense de projeto em alvenaria.

Para os ensaios com blocos de concreto, o autor chegou às seguintes conclusões:

1. Resistência última: as propriedades mecânicas obtidas para as paredes, prismas e unidades (blocos) são apresentadas na Tabela 2.14:
2. Fissuração: as paredes de bloco de concreto desenvolveram fissuras verticais ao longo de toda a altura do corpo-de-prova, no centro da paredes dos sulcos dos blocos. Tais fissuras incidiam com 58% da carga de ruptura;
3. Relação tensão-deformação: os resultados do módulo de elasticidade estão mostrados na Tabela 2.14. O módulo de elasticidade foi calculado no gráfico de tensão-deformação no ponto equivalente a aproximadamente 10% da carga (ou tensão) de ruptura.

Tabela 2.13 – Propriedades mecânicas das paredes, prismas e blocos.
(MAURENBRECHER, 1980).

	Parede (7 blocos de altura x 3 blocos de comprimento)	Prismas (2 blocos de altura x 1 de comprimento)		Unidade (Bloco)		
	28 dias	28 dias		7 dias		
Junta *	1	1	2	1	2	
f_m , MPa	13,9	15,3	16,0	14,8	15,2	20,5
ν	0,049	0,067	0,12	0,092	0,088	0,11
h/t	10,1	2,8	2,8	2,8	2,8	1,4
Em, GPa	14,1	13,2	13,6	12,5	14	---

* o autor variou a largura da junta de argamassa citada como: 1 – largura de 33mm; 2 – largura de 40mm.

SHRIVE (1982) estudou prismas de blocos de concretos não grauteados e observou que os modos de ruptura mais comuns eram:

- a) Fendilhamento lateral do bloco: ruptura por tração no bloco;
- b) Fissuração das paredes do bloco: ruptura por flexão das flanges, que se comportam como vigas de grande altura; ocorre quando as tensões de tração nos flanges ultrapassam a resistência à tração do bloco;
- c) Combinação das rupturas anteriores: é a ruptura mais comum.

Apesar do comportamento de unidades de concreto e cerâmicos ser diferente na alvenaria (absorção, aderência), a geometria da unidade é um dos fatores mais relevantes portanto também apresentados nos trabalhos em prismas ou mini-paredes de unidades cerâmicas.

A maioria dos autores concorda que a resistência diminui com o aumento da altura. É consenso entre vários autores que, para unidades maciças, o parâmetro mais importante é a relação h/t . No entanto, para unidades vazadas ainda não há consenso. Uns defendem que é o número de fiadas e não a relação h/t (LA ROVERE, 2001).

Será investigada, neste trabalho, a diferença no comportamento mecânico entre prismas e mini-paredes, comparando-se as resistências, fatores de eficiência, módulo de elasticidade e curvas tensão *versus* deformação.

CHEEMA e KLINGNER (1986) classificam e nomeiam os cinco tipos de rupturas que podem ocorrer na alvenaria grauteada ou simples de blocos de concreto, sendo transcritas abaixo em ordem decrescente de probabilidade de ocorrência:

1. Fendilhamento lateral do bloco: ocorre quando a resistência à tração do bloco é alcançada, é a denominada ruptura por tração no bloco;
2. Esmagamento da argamassa: ocorre quando as tensões atuantes na argamassa atingem a resistência à compressão da argamassa confinada;

3. Esmagamento do bloco: ocorre quando é atingida a resistência à compressão do bloco;
4. Fendilhamento da argamassa: é atingida a resistência à tração da argamassa;
5. Esmagamento do graute: ocorre quando as tensões de compressão no graute ultrapassam a resistência à compressão confinada do graute.

EL-NAWAWY e EL-HADDAD (1990) estudaram um total de 42 corpos-de-prova (4 geometrias) incluindo prismas, paredes (não grauteadas, grauteadas e armadas), esforços de compressão, módulo de elasticidade e deformações geradas por flexão. Comparando os resultados entre prismas e paredes, os autores chegaram às seguintes conclusões:

1. O cálculo do módulo de elasticidade da alvenaria grauteada com a seguinte expressão:

$$E_i = 750 \cdot f_i \quad (2.23)$$

Onde: E_i = Módulo de elasticidade da alvenaria
 f_i = resistência da alvenaria grauteada

2. A resistência à compressão de paredes de alvenaria não grauteada pode ser calculada pela a equação:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{tb}}{\nu_b} \cdot \frac{E}{E_b} \quad (2.24)$$

Onde: σ_c = tensão de compressão axial da parede

σ_{tb} = tensão de tração do bloco

ν_b = coeficiente de Poisson do bloco ($\nu_b = 0,2$)

E = módulo de elasticidade da parede

E_b = módulo de elasticidade do bloco

MOHAMAD (1998) realizou uma série de ensaios de compressão uniaxial de prismas de blocos de concreto, não grauteados e argamassamento total. Foram utilizados dois tipos de blocos e três ou quatro tipos de argamassa, dependendo do tipo de bloco. Além disso, efetuou ensaios de compressão da

argamassa com vários níveis de confinamento. Em uma de suas conclusões, descreve que as deformações laterais medidas nos blocos apresentaram um comportamento linear até em torno de 50% de resistência à compressão última dos prismas.

2.2.6.2 – Revisão bibliográfica de pesquisas em modelos computacionais usados para alvenaria estrutural

A alvenaria é um material que possui propriedades diferentes em direções distintas, devido à presença das juntas de argamassa que atuam como planos de menor resistência. De maneira geral, a abordagem utilizada na modelagem numérica pode ser feita de duas formas: o modelo micro, onde os componentes da alvenaria são representados individualmente e o modelo macro, onde a alvenaria é modelada como um material composto.

LOURENÇO (1996) descreve que, dependendo do nível de precisão e sofisticação desejado, é possível seguir as seguintes estratégias de modelagem:

- a) **modelo micro detalhado**: as unidades da alvenaria, a argamassa e o graute podem ser representados por elementos contínuos, enquanto que a interface unidade/argamassa é modelada por elementos especiais de interface (descontínuos);
- b) **modelo micro simplificado**: somente as unidades e interfaces são representadas. As unidades são modeladas por elementos contínuos que incorporam a junta da argamassa e a interface é concentrada em elementos de interface;
- c) **modelo macro**: unidades, argamassa, graute e interface são modelados por um elemento contínuo equivalente, normalmente considerado anisotrópico.

No modelo micro detalhado, o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas dos materiais constituintes são

levadas em consideração na simulação, ver Figura 2.14. A interface representa um plano potencial de fissuras com uma rigidez muito pequena, apenas para evitar a interpenetração do contínuo. Isto permite que ações combinadas nas unidades, argamassa, graute e interface possam ser estudadas detalhadamente, ver Figura 2.14(b). Na segunda abordagem, cada junta, consistindo de argamassa e duas interfaces unidade/argamassa, é condensada em uma interface média, enquanto que as unidades são expandidas afim de manter a geometria inalterada. A alvenaria é assim considerada como um conjunto de blocos, usualmente supostos elásticos, cercados por linhas de fissuras potenciais nas juntas, conforme Figura 2.14(c). A terceira abordagem, representada na Figura 2.14(d), não há distinção entre as unidades individuais e juntas sendo a alvenaria tratada como um contínuo anisotrópico homogêneo.

Uma estratégia de modelagem não pode ser preterida sobre a outra, pois existem diferentes campos de aplicação para os modelos micro e macro. Os modelos micro são necessários para dar um melhor entendimento do comportamento local de estruturas de alvenaria. Este tipo de modelagem aplica-se principalmente ao detalhamento estrutural, mas também em sistemas de edifícios modernos que utilizam blocos de concreto ou sílico-calcário, onde os espaços entre aberturas de portas e janelas funcionam como pilares que tem somente uns poucos blocos de tamanho. Como estes pilares provavelmente determinam todo o comportamento da parede, é então preferível o modelamento individual de blocos e juntas.

Modelos macros são aplicáveis quando a estrutura é composta de unidades sólidas com as dimensões suficientemente grandes, comparadas à dimensão da junta, de forma que as tensões possam ser consideradas razoavelmente uniformes. Evidentemente, os modelos macro são orientados na prática para reduzir tempo de processamento, memória e armazenamento de dados, assim como obter uma geração de malha de elementos finitos facilitada. Este tipo de modelagem é mais útil quando se deseja um meio termo entre precisão e eficiência.

Para o desenvolvimento de modelos micro e macro (1996), precisos de estruturas de alvenaria, continua LOURENÇO, é necessária uma descrição experimental aprofundada do material. Contudo, as propriedades da alvenaria são influenciadas por um grande número de fatores, tais como, dimensões e forma das unidades, arranjo de juntas verticais e horizontais, anisotropia das unidades, qualidade da mão-de-obra, condições de cura e de ambiente, idade e, naturalmente, das propriedades mecânicas dos materiais constituintes. Devido a esta diversidade, somente há poucos anos a comunidade de pesquisadores desta área começou a mostrar interesse em refinar os modelos numéricos como oposição às tradicionais regras práticas ou fórmulas empíricas.

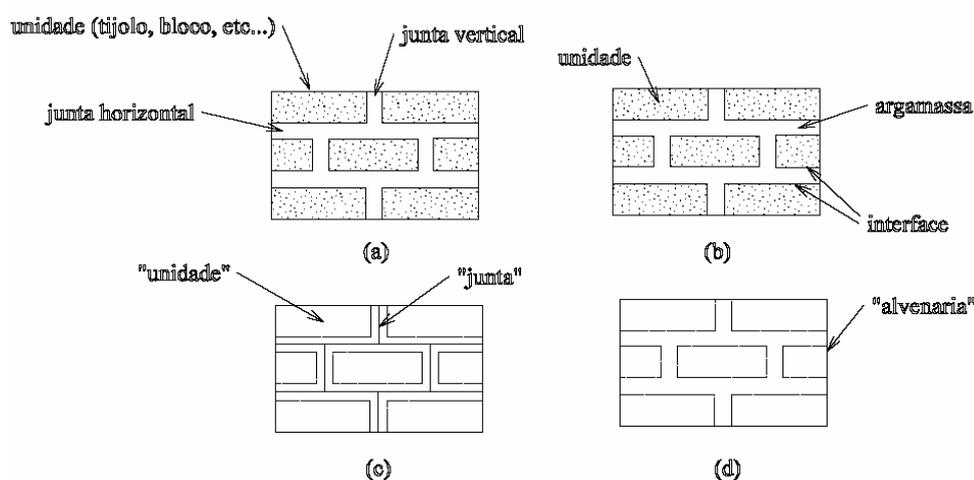


Figura 2.14 – Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria, (b) modelo micro detalhado, (c) modelo micro simplificado e (d) modelo macro. (LOURENÇO, 1996)

O método de elementos finitos é o mais utilizado para modelar o comportamento estrutural da alvenaria, tanto na área de projeto como na de pesquisa. A popularidade do método é justificada por sua flexibilidade em representar quaisquer geometria, cargas ou condição de contorno aliada a uma implementação computacional relativamente fácil. Há somente algumas exceções, com alguns autores utilizando os métodos dos elementos de contorno e diferenças finitas. Recentemente, novos métodos para simular o comportamento micro dos materiais têm sido aplicados à alvenaria, como o método da malha, mecânica da fratura (¹CORMEAU, SHRIVE e ²BOCCA).

¹ CORMEAU, A. F., SHRIVE, N. G. Fracture mechanics and the future strength design of masonry. In: Seventh Canadian Masonry Symposium. Hamilton, Ontario, Canada, 1995 págs. 477–488.

² BOCCA, P. A study of microcracking in masonry construction: The use of pulse velocity measurements. In: Proc. 9th International Brick/Block Masonry Conference. Berlin, Germany, 1991 págs. 1657–1664.

No mais, os autores ¹BERANEK e HOBELMAN (1993) ainda propõem um método que substitui o contínuo por esfera. Tais métodos são usados para melhorar a representação da propagação de fissuras.

LOURENÇO (1996) cita que, usualmente, elementos finitos unidimensionais são usados para modelar colunas de alvenaria, armadas ou não, ou paredes carregadas em seu próprio plano, tratadas como pórticos equivalentes. Devido a não disponibilidade de programas eficientes e as limitações da capacidade computacional, os modelos bidimensionais são os mais utilizados e podem ser associados a elementos unidimensionais de interface (modelos micro simplificados), ou utilizados como elementos simples com propriedades mecânicas médias (modelos macros), ou ainda como elementos simples em que juntas horizontais e verticais são dissolvidas no contínuo, usando técnicas como subestruturação ou homogenização.

CHEEMA e KLINGNER (1986) propõem um modelo matemático para prever a carga e o modo de ruptura de prismas de blocos vazados de concreto, grauteados ou simples, podendo ser classificado como um modelo micro detalhado, sem a representação da interface. É utilizada uma análise elástico-linear e os resultados experimentais são utilizados para calibrar o modelo, obtendo-se equações simplificadas que facilitam o cálculo da resistência à compressão e a previsão do modo de ruptura do prisma. A não-linearidade é 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 como para a argamassa. Quanto à distribuição de tensões no bloco, argamassa e juntas, os autores extraíram as seguintes conclusões para os prismas simples:

- a) próximo da interface bloco/argamassa, as tensões de tração transversais que agem perpendicularmente à parede do bloco são, na média, de três a quatro vezes maiores do que as tensões de tração transversais paralelas à parede do bloco;
- b) as tensões de tração transversais são mais elevadas no lado externo do flange, na seção intermediária entre as paredes do bloco e,

¹ W. J. BERANEK, G. J. HOBELMAN. A mechanical model for brittle materials. In: Proc. 9th International Brick/Block Masonry Conference. Berlin, Germany, 1993 págs. 694–701.

descendo rapidamente para zero, a partir de uma distância de 25 mm medida da interface.

- c) na junta, tensões de compressão atuam nas duas direções transversais. Tensões perpendiculares às paredes do prisma são menores do que as tensões paralelas a estas e são duas vezes maiores no topo do que no meio da junta;

¹SAYED-AHMED E SHRIVE (1996) apud GOMES (2001) desenvolveram um modelo de análise elasto-plástico pelo método dos elementos finitos para prismas de blocos de concreto com assentamento lateral. Os autores efetuam uma análise tridimensional, utilizando um elemento finito isoparamétrico de casca de 8 nós, considerando a não-linearidade física e geométrica. O critério de Drucker-Prager e um modelo de fissuração discreta foram usados na implementação da não-linearidade física e, para o controle do processo de cargas, foram utilizados uma combinação de um método incremental e iterativo. A solução do sistema não-linear foi efetuada pelo método de Newton-Raphson convencional com incremento de carga adaptativo. As principais conclusões dos autores foram:

- a) um modelo tridimensional é essencial para se poder prever o início da ruptura;
- b) na análise linear, foi necessária uma malha de elementos finitos fina para assegurar uma precisão adequada;
- c) mesmo com uma malha de elementos finitos fina, o modelo não-linear não foi capaz de oferecer a solução do problema, pois resultava em uma demanda computacional muito elevada e foi instável para modelar o mecanismo de ruptura do prisma;
- d) a utilização de elementos finitos de cascas com graus de liberdade de rotações facilitou a representação do fendilhamento do flange. A espessura variável das paredes dos blocos foi representada, de maneira simplificada, e chegou-se à conclusão que tem pouca influência nos resultados;

¹ SAYED-AHMAD, E. Y., SHRIVE, N. G. Nonlinear finite-element model of hollow masonry. *Journal of Structural Engineering*, June 1996. volume 122, no 6, págs. 683–690.

XIE et al (1993) compararam os resultados de análise de elementos finitos de mini-paredes e sub-elementos de seção “I”, definidos num plano vertical entre as paredes dos blocos da mini-parede a fim de justificar o uso de prismas de seção “I” para determinação do mecanismo de ruptura local em paredes submetidas à carga de compressão, à carga de compressão excêntrica (simples curvatura) e à carga de compressão inclinada (dupla curvatura). Os autores identificaram dois tipos básicos de ruptura:

- a) ruptura ao longo da parede do bloco;
- b) esmagamento e ruptura da argamassa de assentamento.

Os resultados da análise elástica em elementos finitos das mini-paredes e dos sub-elementos de seção “I” justificam o uso de prismas de seção “I” para determinação do mecanismo de ruptura local de paredes”.

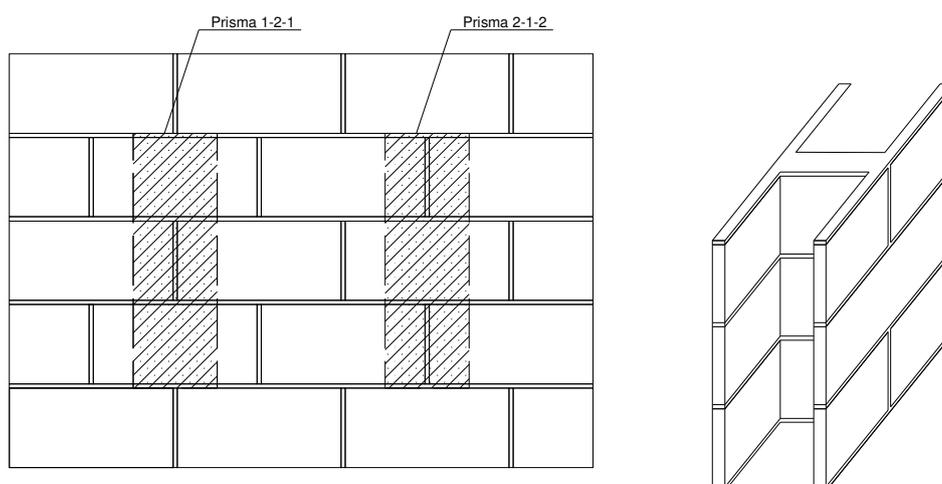


Figura 2.15 – Mini-parede e sub-elemento da parede. (XIE et al., 1993).

LA ROVERE E RODRIGUES (1997) estudaram a influência da esbelteza de prismas de alvenaria de bloco de concreto e do confinamento gerado pelos pratos da máquina de ensaio através de um modelo tridimensional elementos finitos (elemento sólido de 8 nós) elástico-linear. As principais conclusões foram: o prisma de dois blocos não é representativo do ensaio de compressão uniaxial, sendo necessários pelo menos três blocos. A rigidez da placa da prensa influencia nas tensões e deve ter pelo menos 5 cm para que se possa considerar as tensões uniformes no topo do prisma. Variaram-se as propriedades das argamassas e não foram encontradas mudanças

significativas no comportamento dos prismas, tendo em vista que em uma análise linear não foi possível capturar a plastificação da argamassa.

Neste trabalho foi realizada uma análise de Elementos Finitos dos prismas e mini-paredes, utilizando um modelo micro simplificado conforme será descrito no capítulo 5.

Capítulo 3

Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método aproximado, um método numérico, em Engenharia. O método consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos. A esse conjunto de regiões, dá-se o nome de malha de elementos finitos (LA ROVERE, 1997).

As incógnitas de problema são expressas em função de valores nodais que são relacionadas através de funções de interpolação (polinômios no caso de MEF) válidas para cada região ou elemento. Estes polinômios podem ser de 1º grau ou de ordem superior (quadráticos, cúbicos), o que fornece uma maior flexibilidade ao método.

As condições de convergência e a precisão da solução do método dependem não apenas da formulação, mas também da escolha da malha e do tipo de elemento utilizado na discretização do problema. Assim, não basta utilizar programas bem desenvolvidos, com bons algoritmos numéricos, é necessário também que a modelagem seja adequada (COOK, 1989).

Nos itens a seguir, será abordada a formulação do elemento finito sólido de oito nós que será utilizado para análise elástico-linear de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural que foram ensaiadas experimentalmente neste trabalho.

3.1 – Elemento sólido (LA ROVERE, 1997)

Para a discretização do meio contínuo, adotou-se um elemento sólido de 8 nós, com formulação isoparamétrica. Os elementos sólidos são utilizados para modelar

estruturas submetidas a estado multiaxial de tensões, sendo que cada ponto pode sofrer 3 deslocamentos no espaço xyz : u , v e w .

Seja um elemento sólido hexaédrico de oito nós mostrado na Figura 3.1, de lados $2a$ por $2b$ por $2c$. Tal elemento possui um total de 24 graus de liberdade.

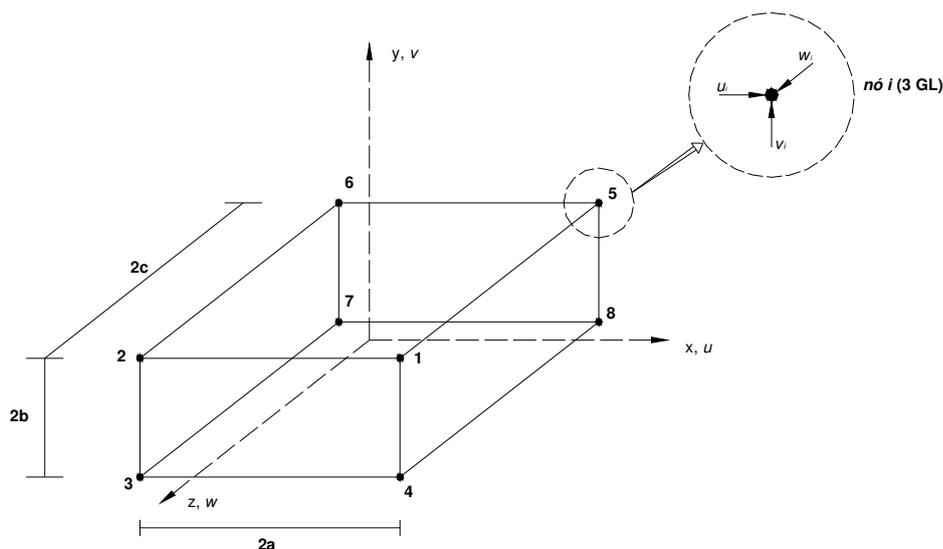


Figura 3.1 – Elemento sólido hexaédrico de oito nós.

O campo de deslocamentos no elemento definido por:

$$\tilde{\mathbf{u}}^e = \begin{Bmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

é aproximado a partir de funções de interpolação que interpolam os deslocamentos nodais, também denominadas funções de forma.

Neste trabalho utilizam-se as funções de forma *Serendipidy*, que são funções lineares no espaço xyz e atendem às seguintes condições: $N_i = 1$ no nó i e $N_i = 0$ nos demais nós:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{8} \left(1 + \frac{x}{a} \right) \left(1 + \frac{y}{b} \right) \left(1 + \frac{z}{c} \right); N_2 = \frac{1}{8} \left(1 - \frac{x}{a} \right) \left(1 + \frac{y}{b} \right) \left(1 + \frac{z}{c} \right); \\ N_3 &= \frac{1}{8} \left(1 - \frac{x}{a} \right) \left(1 - \frac{y}{b} \right) \left(1 + \frac{z}{c} \right); \dots N_8 = \frac{1}{8} \left(1 + \frac{x}{a} \right) \left(1 + \frac{y}{b} \right) \left(1 - \frac{z}{c} \right) \end{aligned} \quad (3.2)$$

Para este elemento de 8 nós, as funções de forma *Serendipidy* coincidem com as funções *Lagrangeanas*, sendo o elemento conhecido como trilinear.

Define-se o vetor de deslocamentos nodais:

$$\underset{\sim}{u} \underset{\sim}{=} \underset{\sim}{\begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ u_8 \\ v_8 \\ w_8 \end{Bmatrix}} \quad (3.3)$$

e também a matriz de funções de interpolação, formada pelas funções de forma N_i :

$$\underset{\sim}{N} \underset{\sim}{=} \underset{\sim}{\begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_8 \end{bmatrix}} \quad (3.4)$$

O campo de deslocamento (3.1) pode ser então expresso em função dos deslocamentos nodais:

$$\underset{\sim}{u}^e = \underset{\sim}{N} \cdot \underset{\sim}{u} \quad (3.5)$$

A matriz $\underset{\sim}{B}$ que relaciona deformação específica x deslocamentos nodais, é encontrada a partir de:

$$\underset{\sim}{\varepsilon} = \underset{\sim}{B} \cdot \underset{\sim}{u} = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{u}^e = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{N} \cdot \underset{\sim}{u} \rightarrow \underset{\sim}{B} = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{N} \quad (3.6)$$

$$\text{sendo: } \tilde{\partial} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

O vetor de deformações específicas e o vetor de tensões são representados por:

$$\tilde{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad \tilde{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

As tensões são obtidas a partir da seguinte equação, que relaciona as tensões com as deformações específicas:

$$\tilde{\sigma} = \tilde{D} \cdot \tilde{\varepsilon} \quad (3.9)$$

onde \tilde{D} é a matriz constitutiva do material, que para material isotrópico elástico-linear é:

$$\tilde{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

sendo:

E = modulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson do material.

Minimizando-se o funcional de energia potencial total do elemento pode-se chegar à equação de equilíbrio do elemento.

$$\tilde{k} \cdot \tilde{u} = \tilde{f} \quad (3.11)$$

onde \tilde{k} é a matriz de rigidez do elemento definida por:

$$\tilde{k} = \int_{V^e} \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dV^e = \int_{-c-b-a}^c \int_{-b}^b \int_{-a}^a \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dx dy dz \quad (3.12)$$

e \tilde{f}^e é o vetor de cargas consistente do elemento, que é o vetor de cargas nodais equivalente a cargas distribuídas dentro do volume, \tilde{b} , e na superfície do elemento, \tilde{p} :

$$\tilde{f} = \int_{V^e} \tilde{N}^T \tilde{b} dV^e + \int_{S_\sigma^e} \tilde{N}^T \tilde{p} dA^e \quad (3.13)$$

Sendo S_σ^e a parte do contorno do elemento aonde atuam cargas de superfície.

3.2 – Formulação Isoparamétrica

A formulação isoparamétrica viabiliza a utilização de elementos com lados inclinados e curvos, possibilitando a modelagem de estruturas de qualquer forma geométrica.

Na formulação de elementos isoparamétricos utiliza-se o sistema de coordenadas naturais (ξ, η, ζ) , que variam sempre de -1 a +1, substituindo o sistema cartesiano usual (x, y, z) . As funções de fórmula *Serendipity* são agora expressas em função das coordenadas naturais e, para o caso em que as coordenadas do elemento variam linearmente (lados inclinados), se escrevem:

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{8} (1 + \xi \xi_i)(1 + \eta \eta_i)(1 + \zeta \zeta_i) \quad (3.14)$$

Sendo ξ_i, η_i, ζ_i as coordenadas nodais do elemento.

Considerando um ponto de um elemento isoparamétrico de oito nós, de coordenadas nodais x, y, z ou ξ, η, ζ no referencial local, as coordenadas de qualquer ponto no domínio do elemento podem ser obtidas através da interpolação das coordenadas nodais elementares x_i .

$$\tilde{x}^e = \tilde{N} \tilde{x} \quad (3.15)$$

Onde

$$\tilde{x}^e = \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} \text{ e } \tilde{x} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \\ x_2 \\ y_2 \\ z_2 \\ \vdots \\ x_8 \\ y_8 \\ z_8 \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

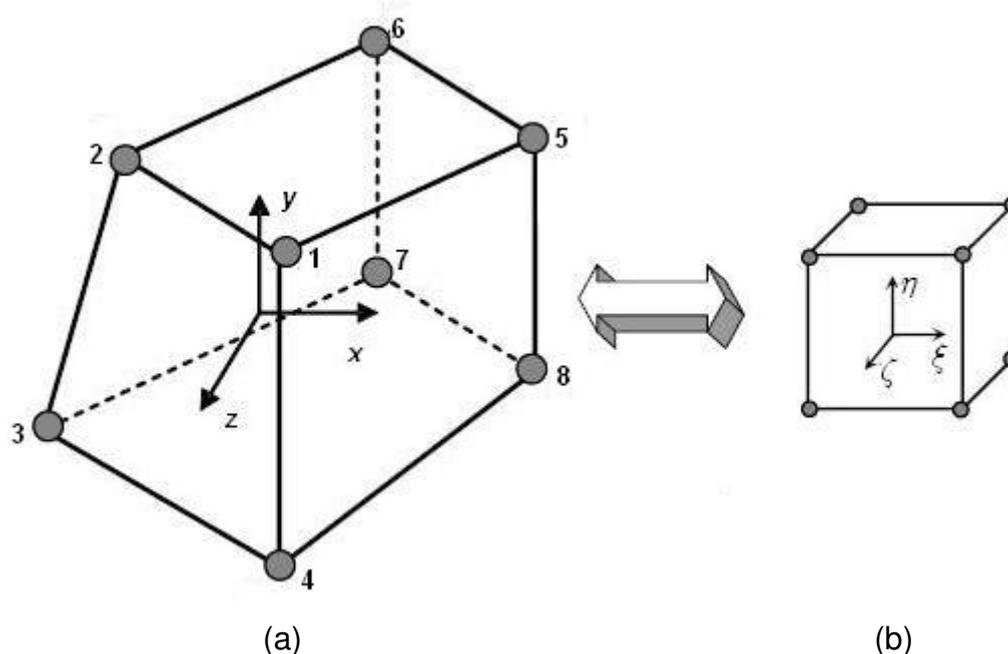


Figura 3.2 – Elemento hexaédrico de 8 nós – sistemas de coordenadas:
(a) cartesiano (b) natural

A expressão (3.15) define assim o mapeamento, ou seja a relação entre os sistemas de coordenadas cartesiano e natural.

Como as funções de forma N são agora expressa em função das coordenadas naturais, torna-se necessária a utilização da Regra da Cadeia para obtenção da matriz $\underline{\partial}$ e da matriz \underline{B} que relaciona as deformações específicas no elemento com os deslocamentos nodais (LA ROVERE, 1997)(ver equações 3.6 e 3.7):

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial N}{\partial x} &= \frac{\partial N}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\
 \frac{\partial N}{\partial y} &= \frac{\partial N}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\partial N}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\
 \frac{\partial N}{\partial z} &= \frac{\partial N}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial N}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial N}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial z}
 \end{aligned}
 \tag{3.17}$$

ou em termos matriciais,

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{Bmatrix} = J^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

sendo

$$\underset{\sim}{J}^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} & \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} & \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \frac{\partial \xi}{\partial z} & \frac{\partial \eta}{\partial z} & \frac{\partial \zeta}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

a inversa da matriz Jacobiana:

$$\underset{\sim}{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Algumas limitações devem ser impostas à forma dos elementos (BATHE,1982) e à posição dos nós, de maneira que a matriz Jacobiana não fique singular, ou seja, o determinante de $\underset{\sim}{J}$ deve ser sempre positivo (LA ROVERE, 1997). Para avaliar as integrais das expressões da matriz de rigidez e vetor de cargas consistente no elemento, deve-se fazer também uma mudança de variáveis com o auxílio do determinante da matriz Jacobiana (J):

$$dV = dx.dy.dz = \det \underset{\sim}{J} .d\xi.d\eta.d\zeta = J.d\xi.d\eta.d\zeta \quad (3.21)$$

logo, a matriz de rigidez será assim definida:

$$\tilde{k}^e = \int_{-c}^c \int_{-b}^b \int_{-a}^a \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dx dy dz = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} J d\xi d\eta d\zeta \quad (3.22)$$

para situações em que só há cargas aplicadas ao longo do volume do elemento, tem-se:

$$\tilde{f}^e = \int_V \tilde{N}^T b dV^e = \int_{-c}^c \int_{-b}^b \int_{-a}^a \tilde{N}^T b dx dy dz = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \tilde{N}^T b J d\xi d\eta d\zeta \quad (3.23)$$

Quando o sistema local de referência do elemento (x,y,z) não coincidir com o sistema de referência global da estrutura, deve-se efetuar uma transformação de coordenadas:

$$\tilde{k}_g = \tilde{R}^T \tilde{k}^e \tilde{R} \quad (3.24)$$

onde \tilde{R} é a matriz de rotação entre os eixos dos sistemas de coordenadas global e local (COOK, 1989).

Analogamente, o vetor de cargas consistentes do elemento também deve ser transformado para o sistema global:

$$\tilde{f}_g = \tilde{R}^T \tilde{f} \quad (3.25)$$

Depois de calculadas as matrizes de rigidez e os vetores de carga de todos os elementos no sistema global, forma-se a matriz de rigidez e o vetor de cargas consistentes da estrutura, usando-se os procedimentos usuais de Análise Matricial de Estruturas (LA ROVERE, 1997):

$$\tilde{K} = \sum_{e=1}^{n^\circ \text{elem.}} \tilde{k}_g \quad \text{e} \quad \tilde{F} = \sum_{e=1}^{n^\circ \text{elem.}} \tilde{f}_g \quad (3.26)$$

Somando-se os coeficientes correspondentes aos mesmos graus de liberdade da estrutura. As equações de equilíbrio de forças da estrutura podem então ser escritas na forma:

$$\underline{K} \underline{U} = \underline{F} + \underline{P} \quad (3.27)$$

onde \underline{U} é o vetor de deslocamento nodais da estrutura e \underline{P} o vetor de cargas aplicadas diretamente nos nós.

Restringindo-se a estrutura com apoios e resolvendo-se o sistema de equações resultante encontra-se o vetor de deslocamentos da estrutura, \underline{U} e, a partir deste, obtêm-se os vetores de deslocamentos nodais em cada elemento no sistema local, \underline{u} . A partir de \underline{u} obtêm-se as deformações específicas no elemento, usando-se a equação (3.6), e as tensões a partir das equações (3.9) e (3.10).

No próximo capítulo descreve-se o programa experimental realizado neste trabalho.

Capítulo 4

Programa Experimental

O programa experimental foi baseado com o objetivo geral de estudar o comportamento mecânico à compressão de prismas e mini-paredes utilizando blocos de concreto e argamassas comumente utilizadas nas obras de alvenaria estrutural com ênfase na influência do padrão de argamassamento.

Nos itens a seguir são descritos os procedimentos adotados para caracterização dos materiais constituintes para a execução dos prismas e mini-paredes.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Experimentação em Estruturas – LEE, e também no Laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

4.1 – Caracterização dos materiais:

4.1.1 – Blocos:

Para execução dos prismas e das mini-paredes, foi adotada apenas uma geometria de bloco vazado de concreto atual do mercado. A resistência característica do bloco de concreto (f_{bk}) é de 6 MPa.

Para o bloco usado neste trabalho, foi recebido um lote maior do que 100 unidades, sendo controlados os aspectos visuais, não podendo apresentar defeitos sistemáticos, como trincas, rachaduras, quebras, superfícies irregulares ou deformações que impedissem a sua utilização, atendendo aos requisitos da NBR 6136 (1994).

O bloco tem dimensões padronizadas de 14x19x39 cm, com dimensões dos vazados e paredes conforme mostra a figura 4.1.

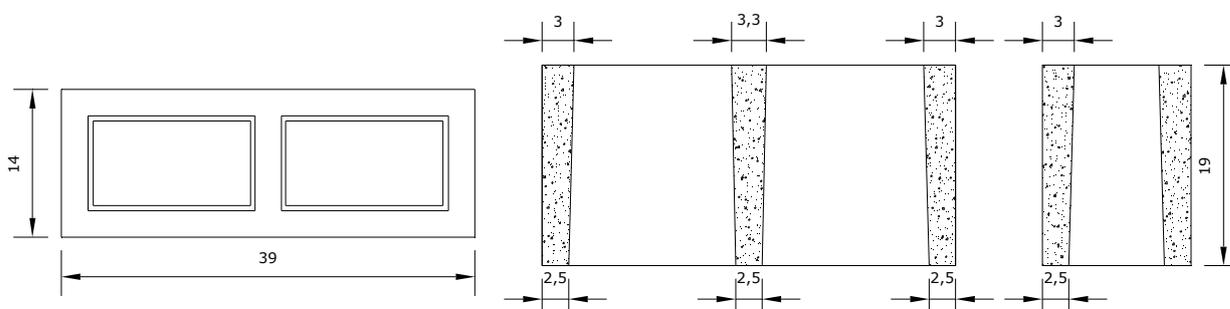


Figura 4.1 – Geometria do bloco de dimensões 14x19x39cm.

As tolerâncias máximas de fabricação para os blocos de concreto de ± 3 mm para a altura e comprimento estavam dentro das especificações da NBR 6136 (1994). Ver tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dimensões do bloco de concreto.

BLOCO	Dimensões (mm)					
	Nominais			Reais		
	LARGURA	ALTURA	COMPRIMENTO	LARGURA	ALTURA	COMPRIMENTO
	140	190	390	140	19,3	39,2

As características físicas dos blocos estão apresentadas na tabela 4.2. A área líquida e a massa específica foram determinadas pelo método do volume deslocado. Para cada um dos ensaios foram ensaiados três exemplares de cada geometria de bloco, conforme a NBR 6136 (1994).

Tabela 4.2 – Características físicas do bloco de concreto

Área bruta (cm ²)	546,0
Área líquida (cm ²)	339,1
Área líquida / Área bruta (%)	62,11
Massa específica (kg/dm ³)	2,08
Absorção (%)	6,11

Seguindo-se as recomendações da NBR 7184 (1991), foram ensaiadas seis unidades à compressão no mesmo dia dos ensaios dos prismas e mini-paredes no intuito de se estabelecer uma correlação entre os corpos-de-prova e as unidades.

4.1.2 – Argamassa de assentamento

Para confecção dos prismas e das mini-paredes, foi utilizado apenas um tipo de argamassa de assentamento. A argamassa é do tipo mista de cimento, cal e areia. As proporções de cimento, cal e areia utilizada para a argamassa mista são: 1:1:5, em volume, e utilizando areia seca. A resistência média esperada era de 5 MPa. Este traço foi baseado no trabalho de STEIL (2003), sendo comumente utilizado em obras de alvenaria estrutural. A Tabela 4.3 apresenta o traço convertido em massa e as relações médias de água/cimento.

Utilizou-se o cimento CP II-F, cal hidratada classe CH-II e uma combinação de 90% de areia natural média e de 10% de areia natural fina de origem quartzosa. O cimento e a cal apresentavam massas específicas de 3,03 e 2,53 kg/dm³, respectivamente, determinadas conforme a NBR NM23 (2001), e massas unitárias de 1,10 e 0,73 kg/dm³, obtidas segundo procedimentos da NBR 7251 (1982). As propriedades físicas da areia empregada podem ser visualizadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 – Traços em volume, traços em massa e relação água/cimento.

Tipo	Traço (volume)	Traço (massa)	A/C
Mista	1:1:5	1:0,66:6,05	1,46

As argamassas foram produzidas em betoneira de eixo inclinado, de queda livre e intermitente, da cuba de 120dm³. No dia anterior à produção e aplicação da argamassa mista, era feita a maturação da cal através da sua pré-mistura com areia e 20% da água do traço.

Tabela 4.4 – Propriedades físicas das areias.

Granulometria NBR 7217 (1987)	Peneiras (mm)	Areia média		Areia fina	
		% Retida Acumulada	% Passante Acumulada	% Retida Acumulada	% Passante Acumulada
	4,8	0	100	0	100
	2,4	2	98	0	100
	1,2	14	84	0	100
	0,6	31	53	0	100
	0,3	25	28	2	98
	0,15	20	8	92	6
	Fundo	8	0	6	0
Módulo de Finura		2,29		0,96	
Dimensão máxima característica (mm)		2,4		0,3	
Massa específica (kg/dm ³) NBR 7251 (1981)		2,57		2,61	
Massa unitária (kg/dm ³) NBR 7251 (1982)		1,42		1,41	
Materiais pulverulentos (%) NBR 7219 (1987)		4,4		3,9	
Matéria orgânica (ppm) NBR 7220 (1987)		<300		<300	

4.2 – Moldagem dos Prismas e das Mini-Paredes

Foram moldados seis prismas e quatro mini-paredes para cada tipo de padrão de argamassamento. A Tabela 4.2 descreve a quantidade de corpos-de-prova que foram ensaiados.

Os prismas e as mini-paredes foram moldados sobre a aba do perfil da laje de reação do LEE. Para garantir uma superfície plana, os blocos em contato com o equipamento de aplicação de carga foram capeados com uma pasta de cimento regularizando a superfície do bloco. Esse procedimento foi adotado para os três tipos de corpos-de-prova.

A argamassa foi aplicada de acordo com o tipo de assentamento proposto com o auxílio de uma desempenadeira modificada conforme mostra a Figura 4.2. Em seguida, foi assentado o bloco subsequente, verificando-se o nível, o prumo, a planeza e a espessura da junta, que era mantida em 10 ± 1 mm. O excesso de argamassa era removido a fim de se evitar qualquer influência sobre os resultados.

Tabela 4.5 – Resumo dos prismas e mini-paredes que serão ensaiadas.

Tipo de assentamento da argamassa	Bloco	Prisma	Mini-parede	Total de C.P.'s
Total	6	6	4	16
Parcial	6	6	4	16
Total de C.P.'s	12	12	8	32



Figura 4.2 – Assentamento da primeira fiada das mini-paredes.



Figura 4.3 – Argamassamento utilizando a desempenadeira adaptada.



Figura 4.4 – Verificação da planeza e nível da mini-parede.



Figura 4.5 – Assentamento dos prismas e verificação do nível no topo.

Os ensaios à compressão foram realizados aos 28 e 29 dias de idade. No vigésimo oitavo dia foram ensaiados duas mini-paredes à compressão e os corpos-de-prova cilíndricos da argamassa aplicada. No dia seguinte (29º dia),

foram ensaiados duas mini-paredes, seis prismas e seis unidades à compressão. Esse procedimento foi adotado para os dois padrões de argamassamento.

4.2.1 – Instrumentação dos prismas e das mini-paredes

Para instrumentação dos prismas foram utilizados transdutores de deslocamento, conhecidos como *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*), e para a instrumentação das mini-paredes foram usados, além destes, extensômetros elétricos (*strain gage*). Os locais de captura dos dados foram definidos a partir da análise numérica por elementos finitos, descrita no próximo capítulo, para prever o comportamento mecânico do conjunto.

Para captura de dados foi utilizado o equipamento de aquisição de dados digital *SPIDER 8* da *HBM* e o programa computacional de interface de dados *CATMAN 4.5* (2003).

Com a finalidade de se obter as deformações específicas do conjunto (bloco-argamassa), foram dispostos seis transdutores de deslocamento (*LVDT's*) conforme mostrados nas Figuras 4.6 à 4.9. Assim, com esses dados foi possível se obter o módulo de elasticidade e as curvas tensão-deformação do prisma e da mini-parede.

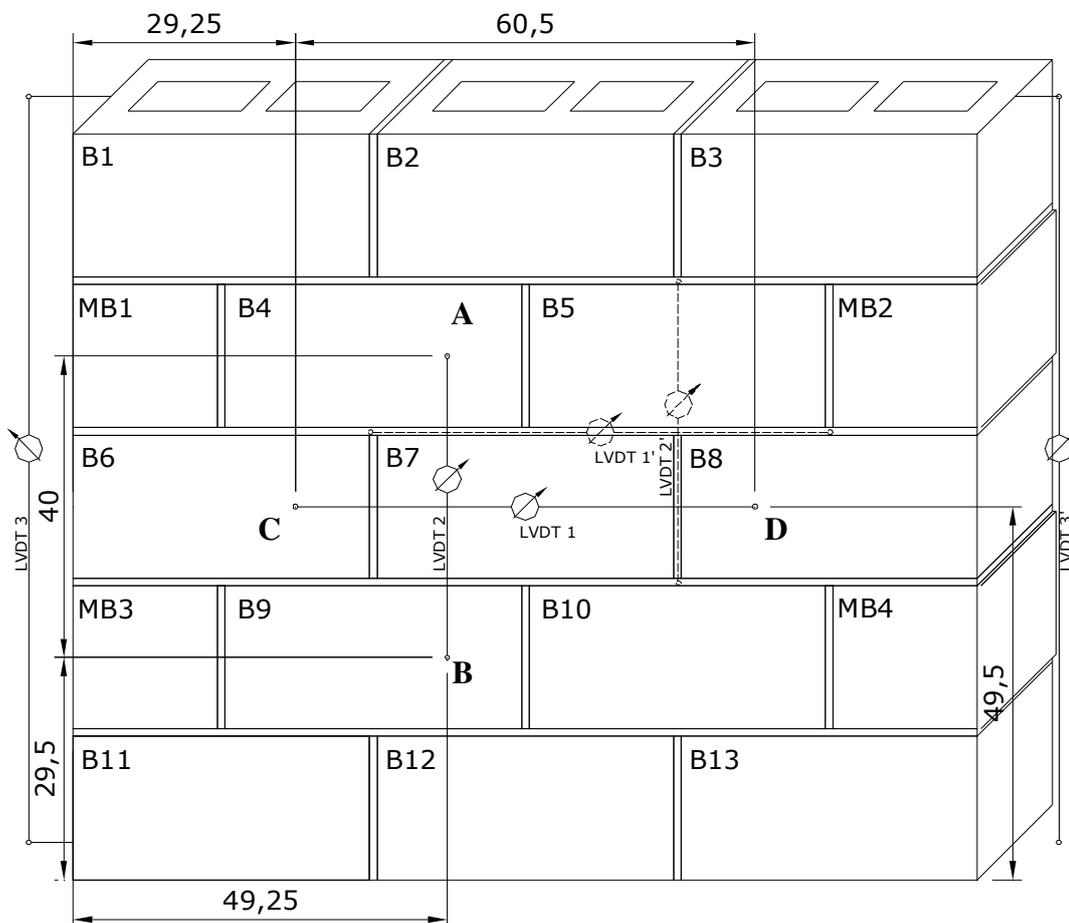


Figura 4.6 – Localização dos *LVDT*'s na mini-parede (*LVDT*1 e 2 na face longitudinal frontal e *LVDT*1' e 2' na face longitudinal posterior da mini-parede; *LVDT*3 na face transversal à esquerda e *LVDT*3' na face transversal à direita).

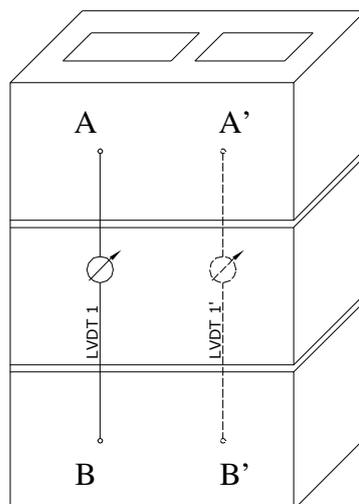


Figura 4.7 – Localização dos *LVDT*'s no prisma (*LVDT*1 na face frontal e *LVDT*1' e 2' na face posterior da prisma).

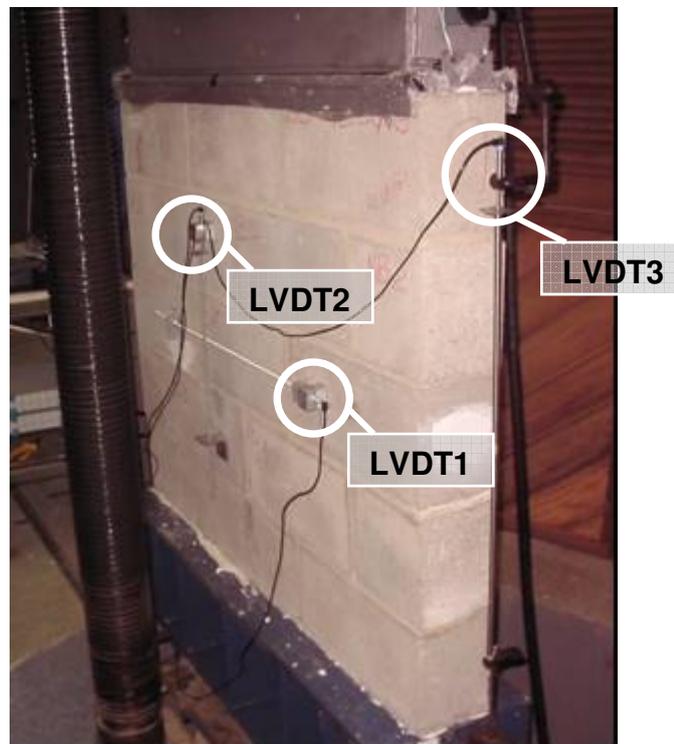


Figura 4.8 – Locação dos *LVDT*'s na mini-parede.

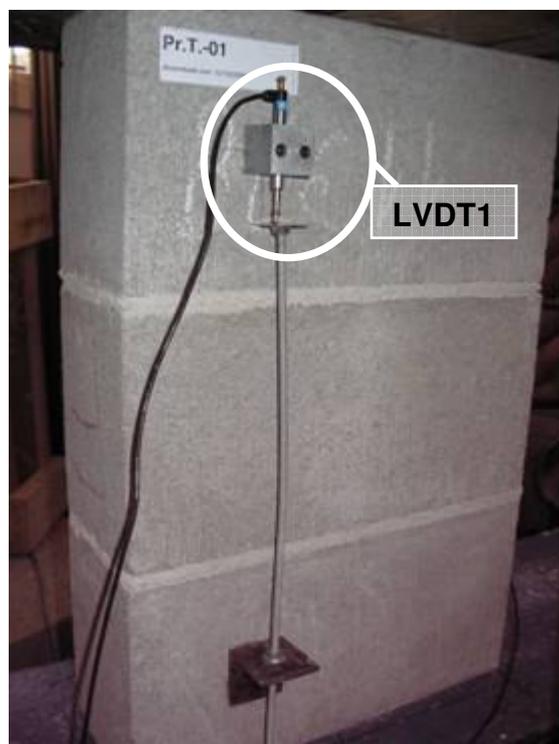


Figura 4.9 – Locação dos *LVDT*'s no prisma.

A localização dos extensômetros elétricos (*strain gage*), foi baseada no resultado da análise por elementos finitos, identificando-se, para os tipos de argamassamento, os pontos de concentração de tensões de compressão e de tração. Essa análise e posteriores comparações entre resultados experimentais e numéricos serão vistos nos Capítulos 5 e 6. A Figura 4.10 e 4.11 mostra a localização dos extensômetros elétricos na mini-parede.

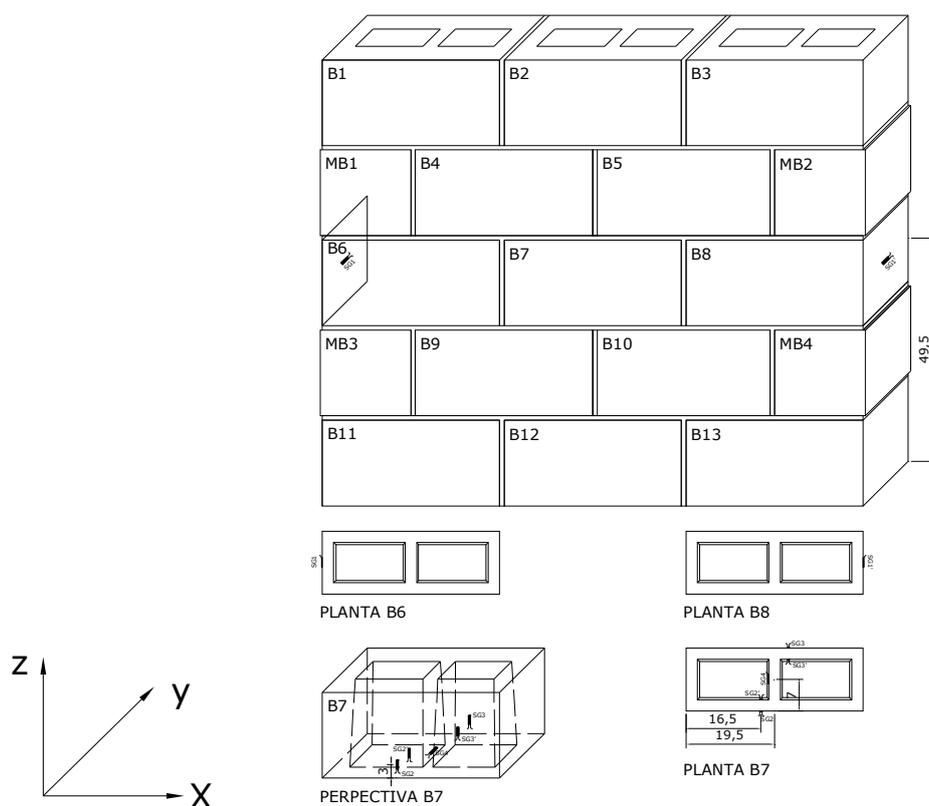


Figura 4.10 – Localização dos extensômetros elétricos na mini-parede.



Figura 4.11 – Detalhe da instrumentação com extensômetros elétricos.

4.2.2 – Ensaio à compressão dos blocos, prismas e mini-paredes

Os ensaios à compressão dos corpos-de-prova foram realizados no Laboratório de Experimentação em Estruturas – LEE da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. O equipamento de atuação de carga foi uma prensa de 300 toneladas (2943 kN) marca LOSENHAULSENWERK. A escala utilizada foi a de 200 toneladas (1962 kN), com precisão de 0,5 tonelada (4,905 kN). A direção de aplicação da carga é contrária à da gravidade, ou seja o pistão de atuação de força é na base da prensa. Para os ensaios das mini-paredes, foi necessário adaptar uma viga para garantir a distribuição mais uniforme possível da carga. Para isso, na parte inferior, foi usada uma viga de seção I com espessura de 32 mm denominada de viga de aplicação de carga devidamente reforçada para esse experimento. Na parte superior foi usada uma viga denominada viga de reação (ver Figura 4.12).

Para os ensaios de prismas e de blocos, de cada corpo-de-prova foi capeado no topo e na base com uma fina camada de pasta de cimento ($\pm 1\text{mm}$) para regularização da superfície em contato com o aparato de aplicação de carga, afim de minimizar as concentrações de tensões durante o ensaio (ver Figura 4.13).

Para os ensaios de mini-paredes, com o intuito de garantir uma superfície plana, aplicou-se uma camada fina de gesso, tanto na base como no topo, para uma melhor regularização da superfície (ver Figura 4.13).

De posse dos dados de deformação das mini-paredes e dos prismas, foi possível traçar gráficos de carga x deslocamento e tensão x deformação. Os resultados desses experimentos estão descritos no Capítulo 6 deste trabalho.



Figura 4.12 – Detalhes das vigas metálicas de aplicação de carga e de reação.



(a)



(b)

Figura 4.13 – Regularização das superfícies dos corpos-de-prova.

Capítulo 5

Análise por elementos finitos

A análise numérica dos prismas e das paredes foi realizada por meio do Método dos Elementos Finitos com a utilização do programa computacional SAP2000[®] (1997).

O objetivo dessa análise era estudar o comportamento mecânico à compressão de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural de bloco de concreto admitindo que os materiais tenham comportamento elástico-linear.

Foi escolhido o SAP2000[®] por ser um programa para análise de estruturas pelo método dos elementos finitos, que facilita a geração de malhas de elementos, podendo-se modelar também as condições de contorno e aplicação de carga para simular as reais condições de ensaio.

Conforme descrito no Capítulo 3, foram usados elementos sólidos hexaédricos de 8 nós. A entrada de dados no programa foi feita por meio da interface gráfica, podendo-se assim detalhar todas as particularidades geométricas dos elementos constituintes dos prismas e mini-paredes, inclusive a variação de espessura da parede dos blocos ao longo da altura.

O processo de cálculo pode ser organizado em três fases distintas, sendo cada uma delas dividida em várias etapas:

- Definição do modelo

Esta é a fase de pré-processamento, que compreende a discretização geométrica do domínio do estudo, isto é, a construção da malha de elementos finitos, precedida pela escolha do tipo de elemento capaz de discretizar a estrutura, bem como a definição de todos os dados que possam caracterizar o modelo, tais como

as propriedades dos materiais e as condições de contorno (vinculação ou vinculações externas) e o carregamento externo.

- Resolução do problema discretizado

É a fase do processamento propriamente dito. Esta fase compreende o cálculo da matriz de rigidez de cada elemento finito e de toda a estrutura, a aplicação dos carregamentos externos, das condições de contorno e a resolução do sistema de equações.

- Análise e pós-processamento dos resultados

Esta é a fase de pós-processamento, na qual são extraídos os valores desejados, tais como os deslocamentos lineares e tensões, que são quantidades locais, diferentes para cada ponto da estrutura.

5.1 – Preparação de um modelo para utilização do MEF usando o SAP2000®

Considerando-se como modelo o conjunto de dados que o usuário deve preparar para descrever completamente as características do problema a ser analisado, as etapas de entrada do programa são:

1 – Escolha de uma grade “*Grid Only*” para servir de orientação para discretização geométrica dos elementos a serem modelados. Figura 5.1.

2 – Em seguida, faz-se uma locação dos eixos do modelo em x,y e z , para posterior definição geométrica, baseado na geometria real do bloco . Ver Figura 5.2.

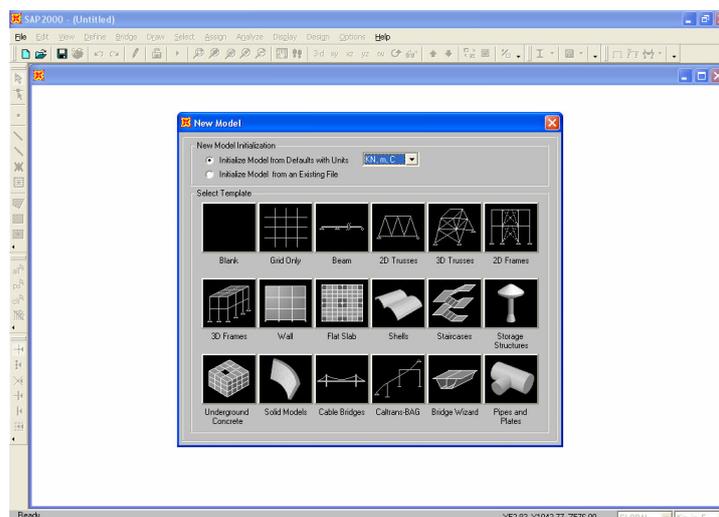
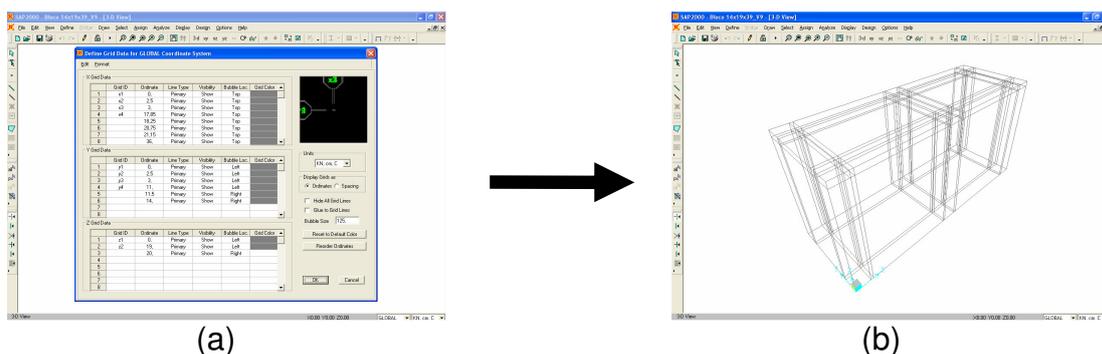
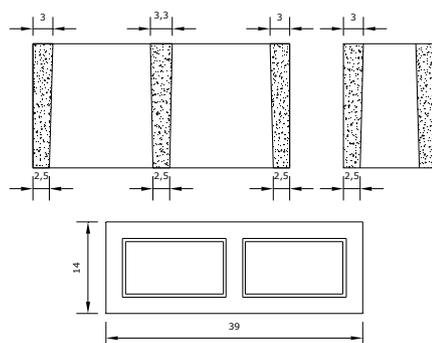


Figura 5.1 – Escolha do tipo do modelo no SAP2000®.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.2 – (a) planilha de entrada dos eixos relativa à geometria de uma unidade (bloco), (b) grade final da unidade e, (c) geometria do bloco.

3 – Para entrada do elemento sólido foi usado um artifício que o programa dispõe para extrudar (*extrude*) elementos de casca (*shell*) para elemento hexaédrico. Assim, foi possível extrudar entre duas cascas retangulares diferentes. Com essa ferramenta foi possível modelar a unidade mais próxima da

geometria real. Dessa forma, foram introduzidos os elementos hexaédricos isoparamétricos de oito nós (ver Figura 5.3).

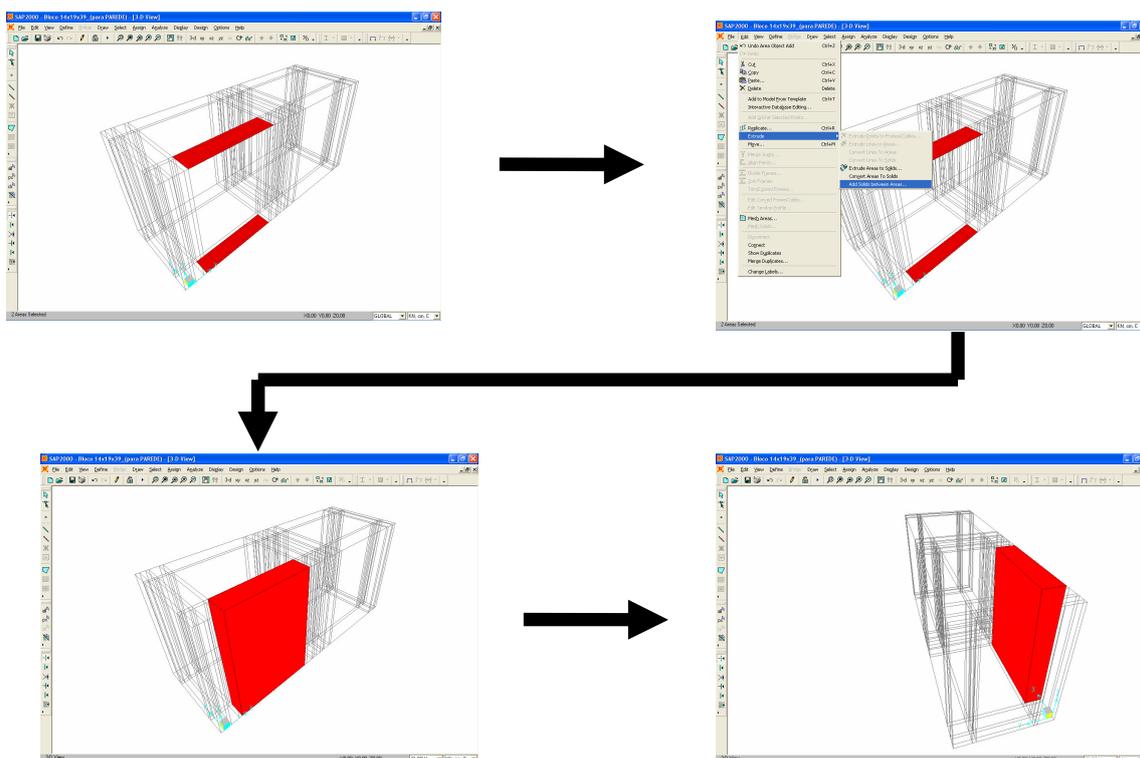


Figura 5.3 – Extrudando entre duas áreas diferentes. (*extrude between areas*)

4 – Com a unidade toda discretizada (Figura 5.4) faz-se necessária a definição física dos elementos constituintes (bloco de concreto e argamassa).

Os valores de módulo de elasticidade adotado na análise numérica (Tabela 5.1) foram inicialmente calculados conforme a NBR 6118 (2003) para o bloco de concreto (eq. 2.7) e para argamassa usando a equação experimental (2.8) proposta por MOHAMAD (1998). Os valores adotados para os coeficientes de Poisson foram extraídos de STEIL (2003).

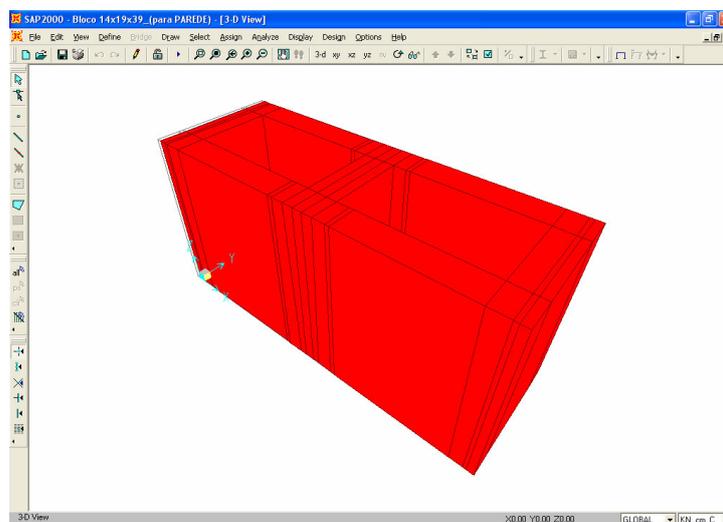


Figura 5.4 – Modelo do bloco antes de refinar a malha.

Tabela 5.1 – Valores de características dos componentes.

	f_c *(MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson (ν)
BLOCO	11,5	18990,5	0,17
ARGAMASSA	5,0	4224,5	0,24

* - resistência do bloco na área líquida na espessura média do bloco.

5 – Para cada tipo de modelo (mini-parede ou prisma) foi usada a ferramenta de cópia da unidade (*replicate*), fazendo assim um conjunto de blocos (unidades) ligados por argamassa, dando a forma geométrica desejada para cada situação (Figura 5.5).

6 – A vinculação, tanto do prisma quanto da mini-parede, foi baseada no equipamento de ensaio disponível (prensa LOSENHAULSENWERK) no Laboratório de Experimentação em Estruturas (LEE), em que o carregamento é aplicado na base do corpo-de-prova (de baixo para cima). Logo, no topo do modelo foram restringidos os deslocamentos em x , y e z simulando a viga de reação do equipamento de ensaio. Na base do modelo foram restringidas as translações somente em x e y deixando a translação em z livre para a aplicação da carga. No entanto, foi aplicada uma restrição de translações iguais em z

(comando *restraint*) para simular a rigidez do aparato de aplicação de carga (ver Figura 5.6).

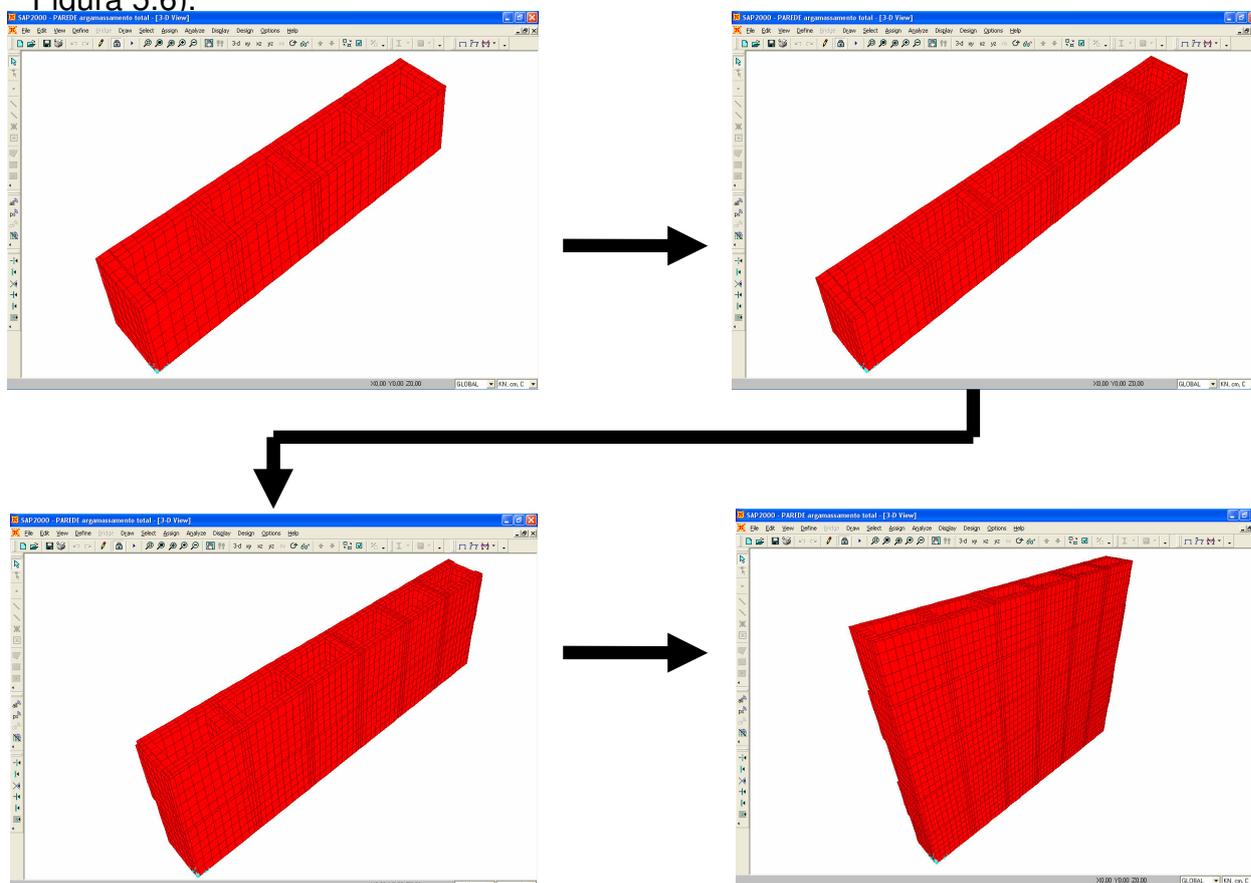


Figura 5.5 – Etapas da definição da forma final do modelo (mini-parede).

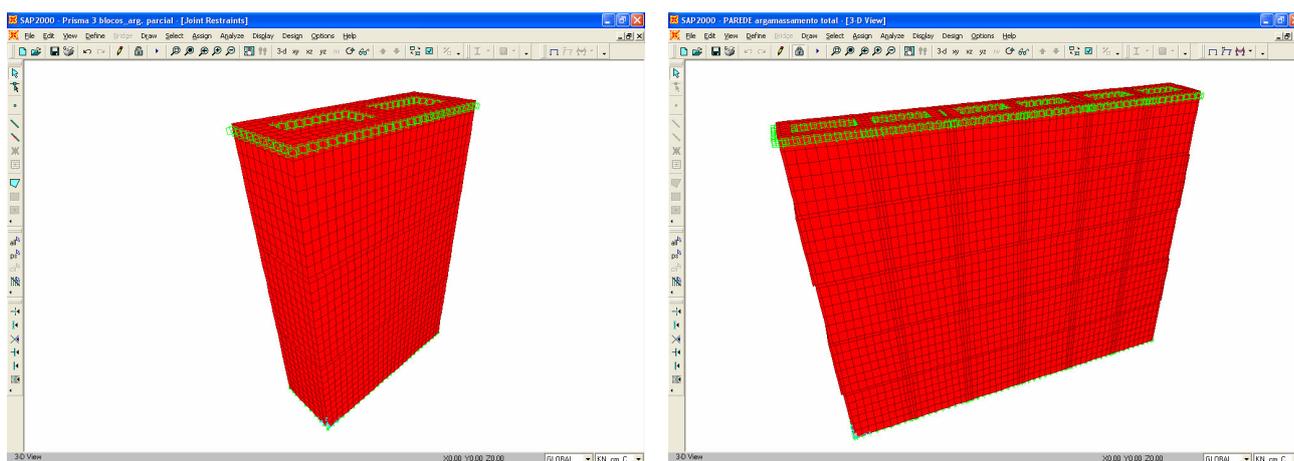


Figura 5.6 – Modelos com as vinculações e restrições externas.

7 – O carregamento imposto na base foi calculado a partir da resistência à compressão do corpo-de-prova, estimada a partir da equação de Colville e Wolde-

Tinsae(1990) (ver Capítulo 2). Limitou-se a carga máxima aplicada a 50% da carga última estimada, de forma que o corpo-de-prova ficasse aproximadamente no regime elástico-linear dos materiais. A rigor deveria se aplicar 33% da carga última estimada para ficar de acordo com a definição do módulo de elasticidade secante proposto por ACI/ASCE/TMS (1995) (ver item 2.1.1.4). No entanto, optou-se em aplicar 50% da carga última estimada tendo em vista que o fator 0,65 da equação 2.10 (admitindo-se uma argamassa do tipo N) fornece uma estimativa conservadora para a resistência à compressão da alvenaria. A Tabela 5.2 mostra os valores estimados para área líquida e resistência à compressão do bloco.

Tabela 5.2 – Propriedades do bloco.

Área bruta do bloco (cm ²)	546
Resistência à compressão do bloco estimada na área bruta (MPa)	6,0
Área líquida* (cm ²)	285,9
Resistência à compressão do bloco estimada na área líquida (MPa)	11,5

* espessura média do bloco

Logo, a tensão de compressão aplicada nos modelos (tanto para as análises de prismas como de mini-paredes) foi de:

$$50\% f_m = 0,5 \cdot 0,65 \cdot 11,5 = 3,74 \text{ MPa}$$

A inserção da carga no modelo pode ser feita como carga de superfície em cada elemento. A carga foi aplicada na base do modelo, em função do tipo de aplicação de carga do equipamento onde foram realizados os ensaios dos prismas e mini-paredes (Figura 5.7).

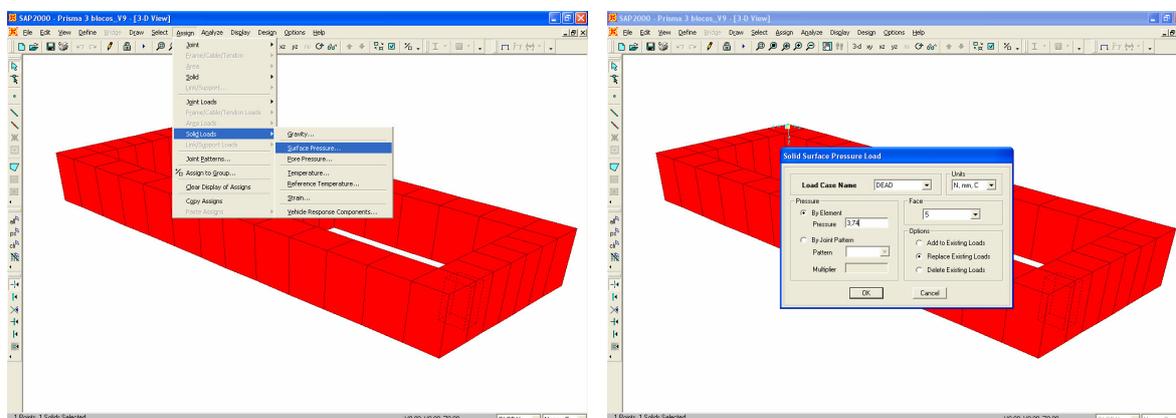


Figura 5.7 – Entrada da aplicação de carga de superfície.

A próxima etapa é o processamento de cada modelo (prisma e mini-parede) e a etapa seguinte é a do pós-processamento dos modelos.

5.2 – Resultados das análises de elementos finitos

5.2.1 – Prismas

5.2.1.1 – Prismas com argamassamento total

A malha utilizada na análise está mostrada na Figura 5.8 e o resultado da análise dos prismas estão apresentados nas figura a seguir.

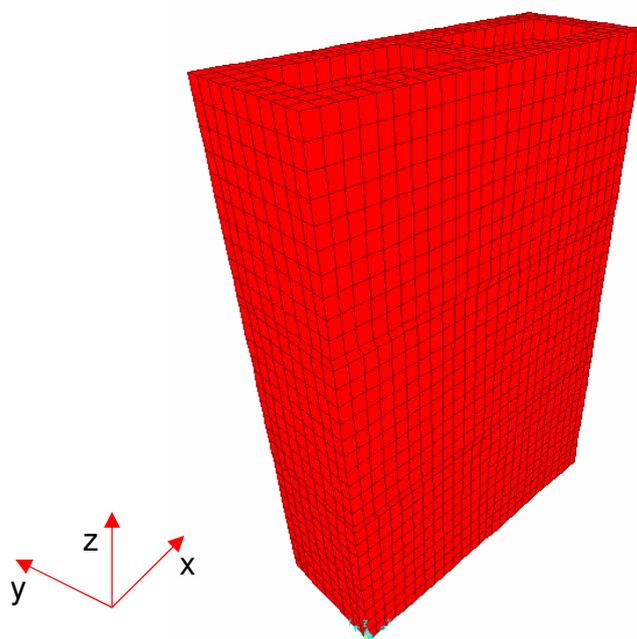


Figura 5.8 – Malha usada para modelagem dos prismas com argamassamento total.

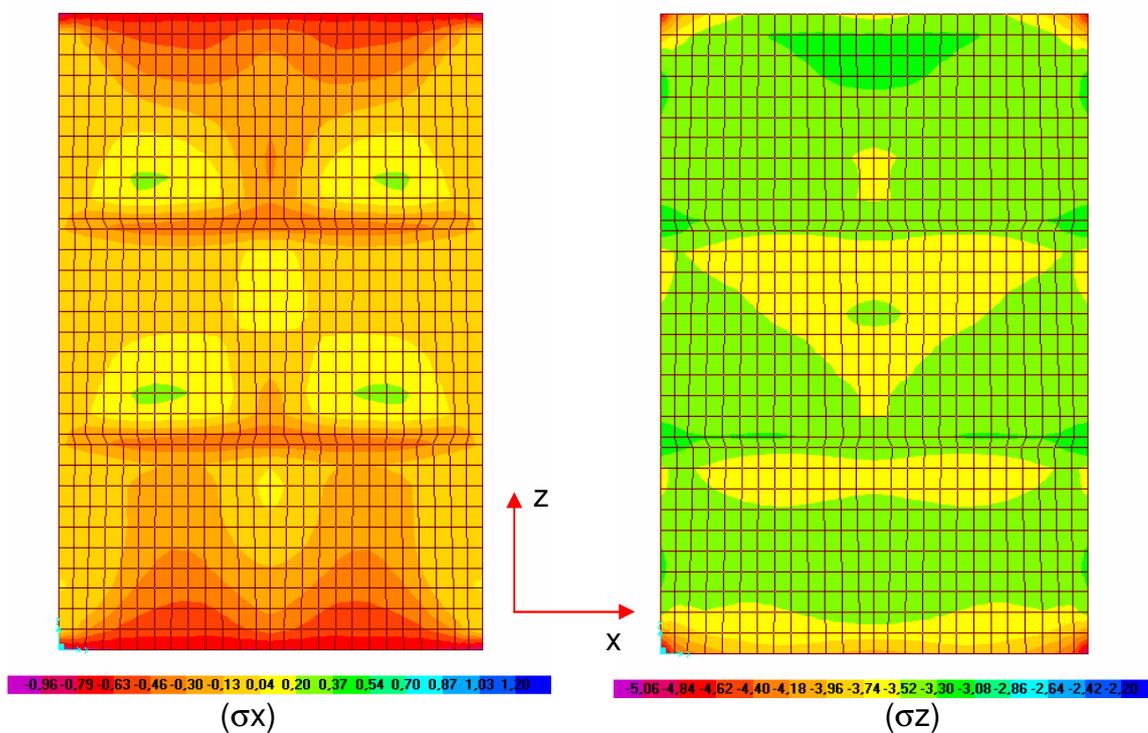


Figura 5.9 – Distribuição de tensões σ_x e σ_z ao longo do plano (x,z) do prisma (MPa)(face externa).

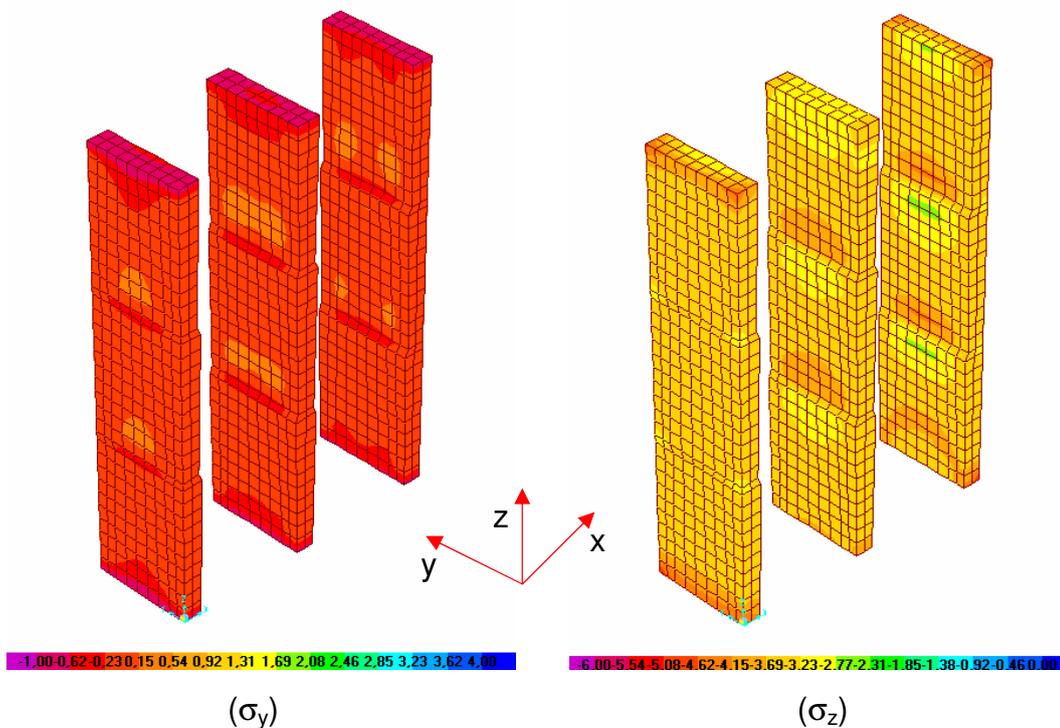


Figura 5.10 – Distribuição de tensões σ_y e σ_z ao longo das paredes transversais no do prisma (MPa).

Para o melhor detalhamento das tensões apresentam-se as distribuições das tensões ao longo da altura do prisma em gráficos, escolhendo-se algumas seções do prisma, mostrados nas Figuras 5.11 a 5.13 a seguir.

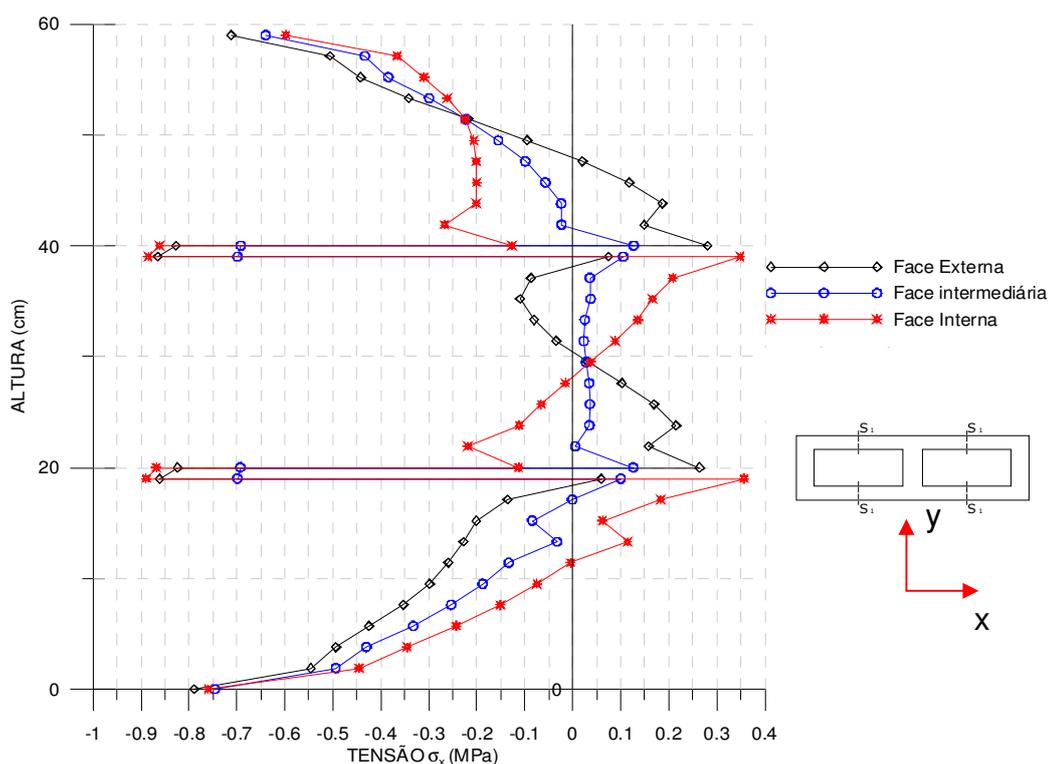


Figura 5.11 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura do prisma na seção S_1 .

Observa-se na Figura 5.11 que as juntas de argamassa do prisma estão submetidas a tensões (σ_x) de compressão enquanto que nos blocos surgem algumas regiões tensões (σ_x) de tração, principalmente na região central do prisma. Esta distribuição de tensões está de acordo com os resultados numéricos obtidos por STEIL (2003). Ressalta-se que esta distribuição difere um pouco da obtida por LA ROVERE e RODRIGUES (1997).

Nas Figuras 5.12 e 5.13 observa-se esse mesmo comportamento em que as juntas de argamassa do prisma estão submetidas a tensões (σ_y) de compressão enquanto que nos blocos na região de interface com a argamassa apresentam tensões (σ_y) de tração.

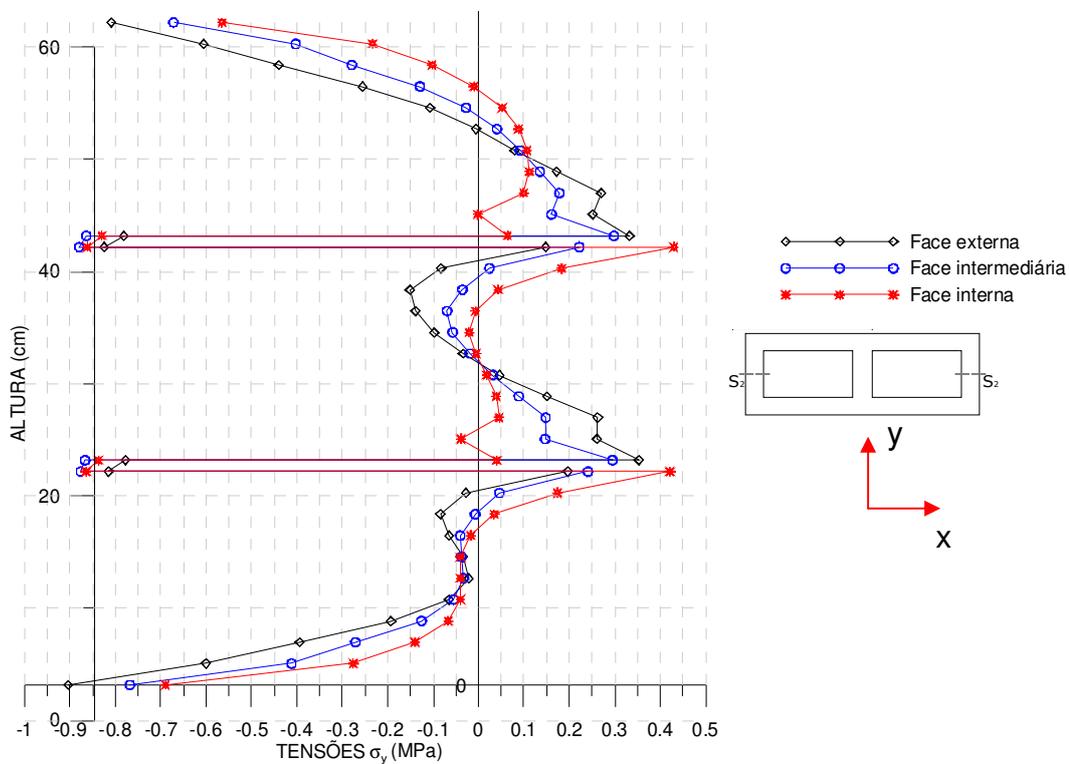


Figura 5.12 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_2 .

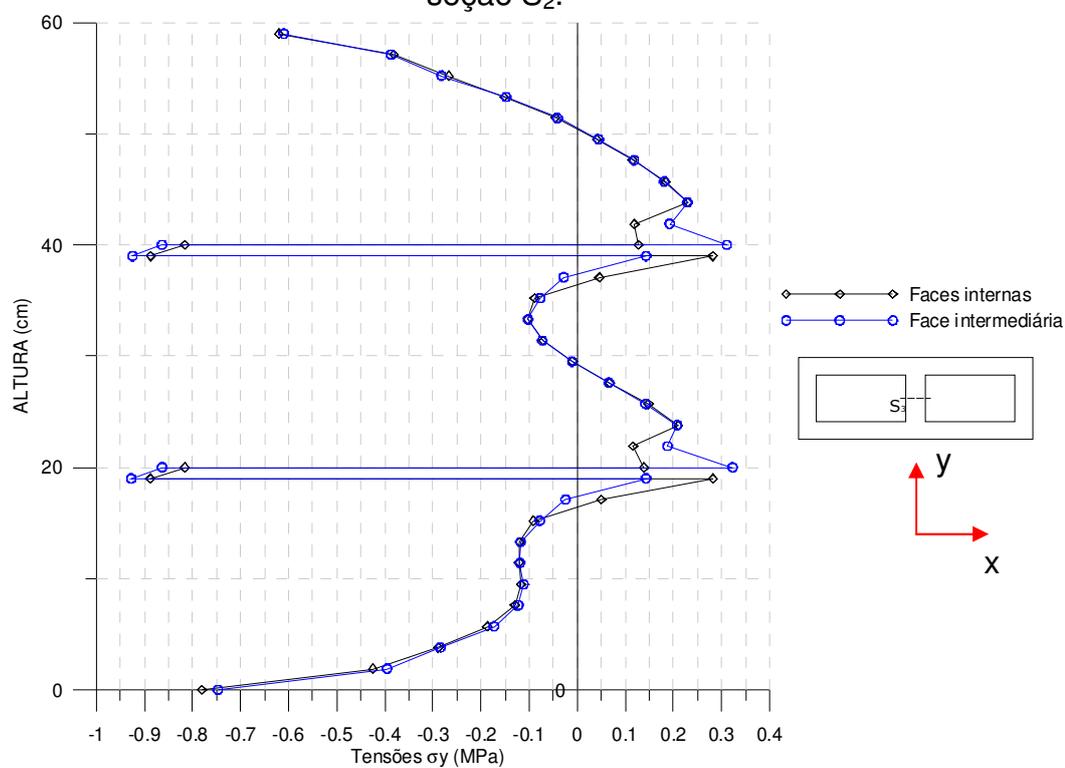


Figura 5.13 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_3 .

5.2.1.2 – Prismas com argamassamento Parcial

A malha utilizada na análise está mostrada na Figura 5.14 e o resultado da análise dos prismas estão apresentados nas figura a seguir.

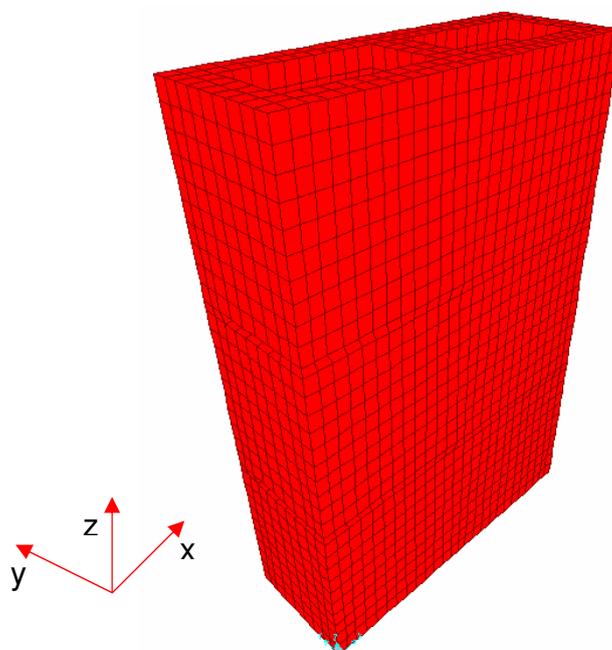


Figura 5.14 – Malha usada para modelagem dos prismas com argamassamento parcial.

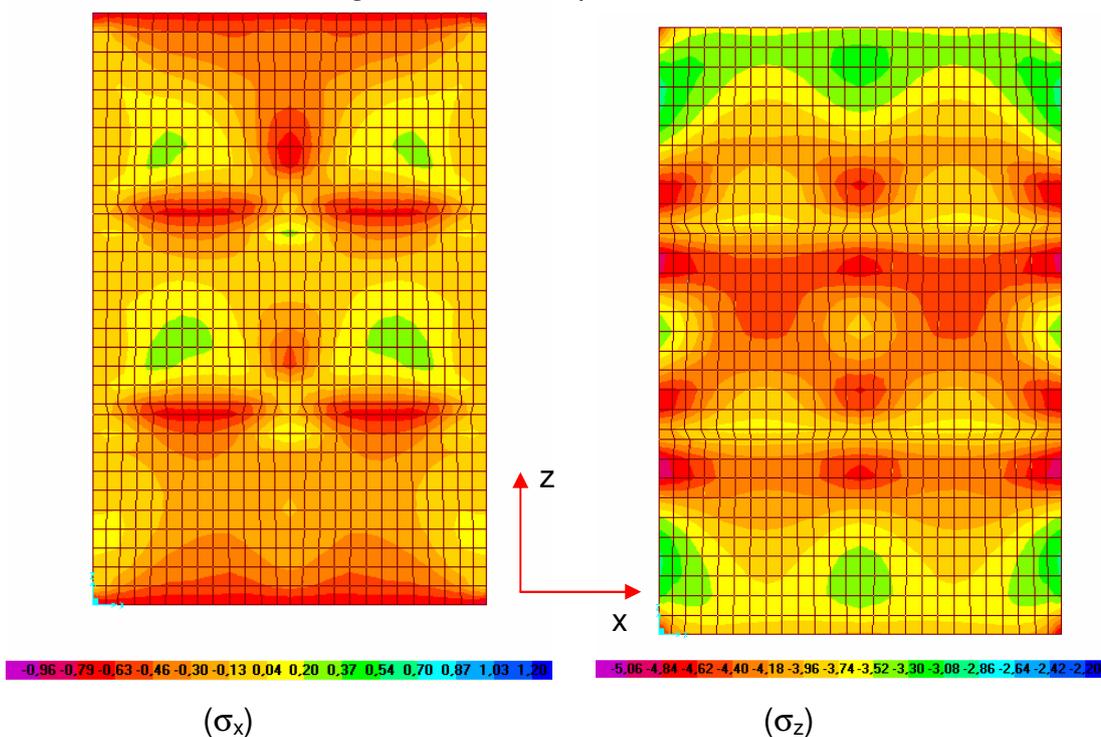


Figura 5.15 – Distribuição de tensões σ_x e σ_z ao longo do plano (x,z) do prisma (MPa)(face externa).

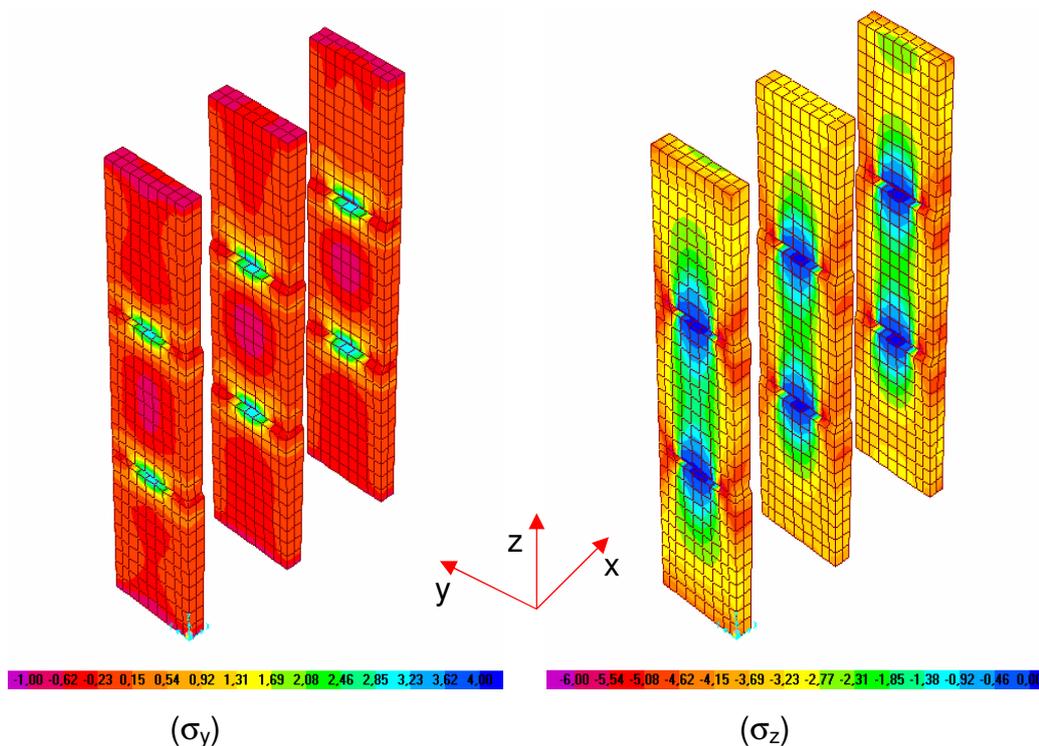


Figura 5.16 – Distribuição de tensões σ_y e σ_z ao longo das paredes transversais do prisma (MPa).

Para o melhor detalhamento das tensões apresentam-se as distribuições das tensões ao longo da altura do prisma em gráficos, escolhendo-se algumas seções do prisma, mostrados nas Figuras 5.17 a 5.18 a seguir.

Observa-se na Figura 5.17 que nas juntas de argamassa também ocorrem tensões (σ_x) de compressão, enquanto que nos blocos na região da interface ocorrem tensões (σ_x) de tração. Nas figuras 5.18 e 5.19 surgem tensões (σ_y) de tração elevadas devido o fato de não haver argamassa nos septos dos blocos.

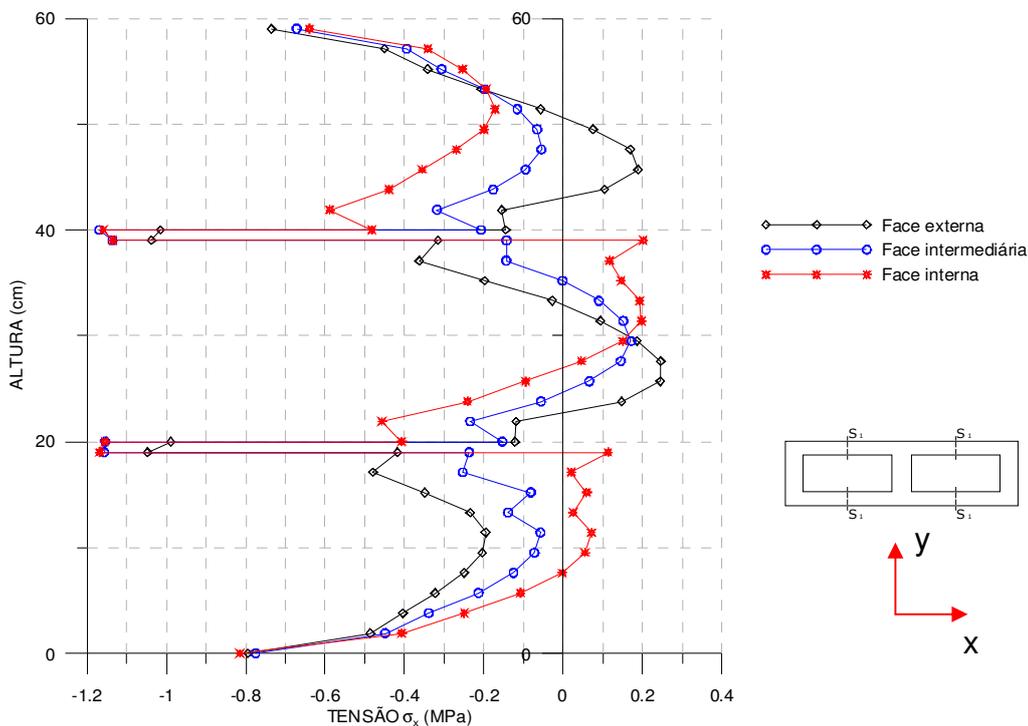


Figura 5.17 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura do prisma na seção S_1 .

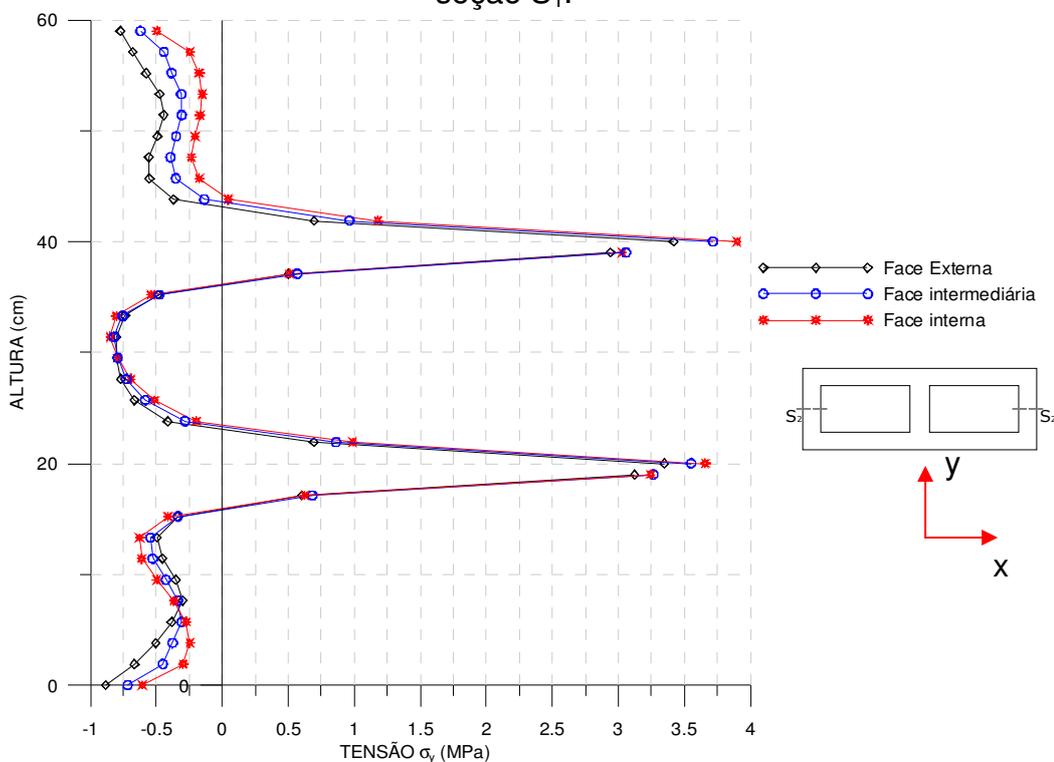


Figura 5.18 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_2 .

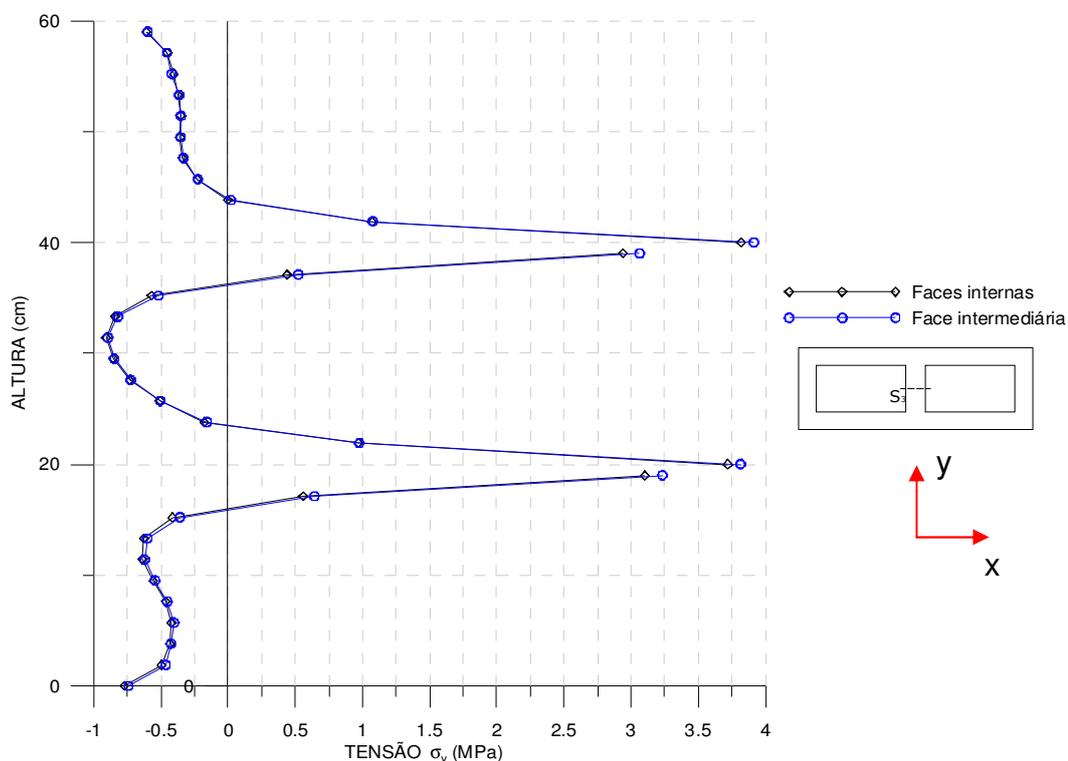


Figura 5.19 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura do prisma na seção S_3 .

5.2.1.3 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento

A diferença mais notória na distribuição de tensões é o alto valor de tensão σ_y de tração ao longo da espessura dos modelos de prismas de argamassamento parcial em comparação com o de argamassamento total. Há também diferença significativa entre as tensões máximas σ_x , σ_y de tração e σ_z de compressão no bloco intermediário do prisma. A Tabela 5.3 mostra um resumo das tensões máximas no bloco intermediário do prisma para os dois padrões de argamassamento e a relação entre os padrões de argamassamento.

As Figuras 5.17, 5.18 e 5.19 mostram uma comparação entre as tensões ao longo da altura do prisma obtidas com os dois padrões de argamassamento. Os valores de tensões foram limitados às faces externas e internas. Na seção S_3 mostram-se somente as tensões na face interna da seção.

Ao longo da altura do prisma, para o argamassamento parcial, a tensão máxima σ_x na seção S_1 apresentou-se menor nas duas faces analisadas que o argamassamento total. No entanto, nas seções S_2 externa e interna a diferença entre os dois padrões chega a 1051%. Do mesmo modo, na seção S_3 interna essa diferença ainda é muito acentuada, na ordem de 1200%. Ver tabela 5.4.

Tabela 5.3 – Resumo das máximas tensões de tração e compressão no bloco intermediário dos prismas.

Padrão de argamassamento	Tensões máximas (MPa)		
	σ_x (tração)	σ_y (tração)	σ_z (compressão)
TOTAL	0,764	0,761	-4,793
PARCIAL	1,140	3,814	-6,776
Relação PARCIAL/TOTAL	149,2%	501,2%	141,4%

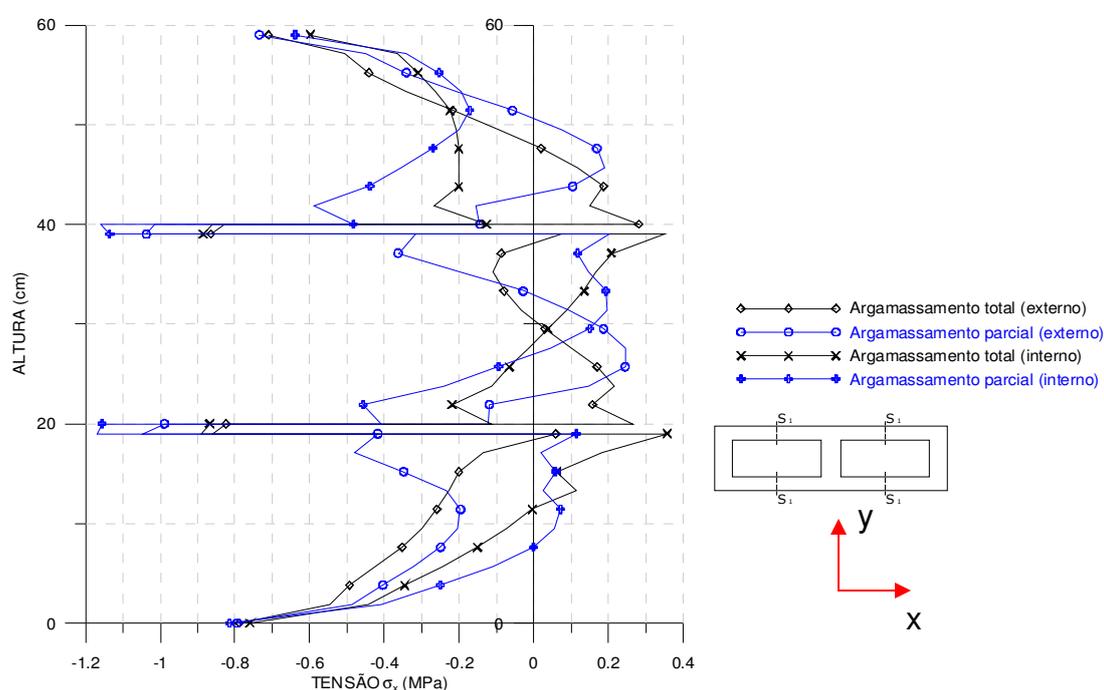


Figura 5.20 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_1 .

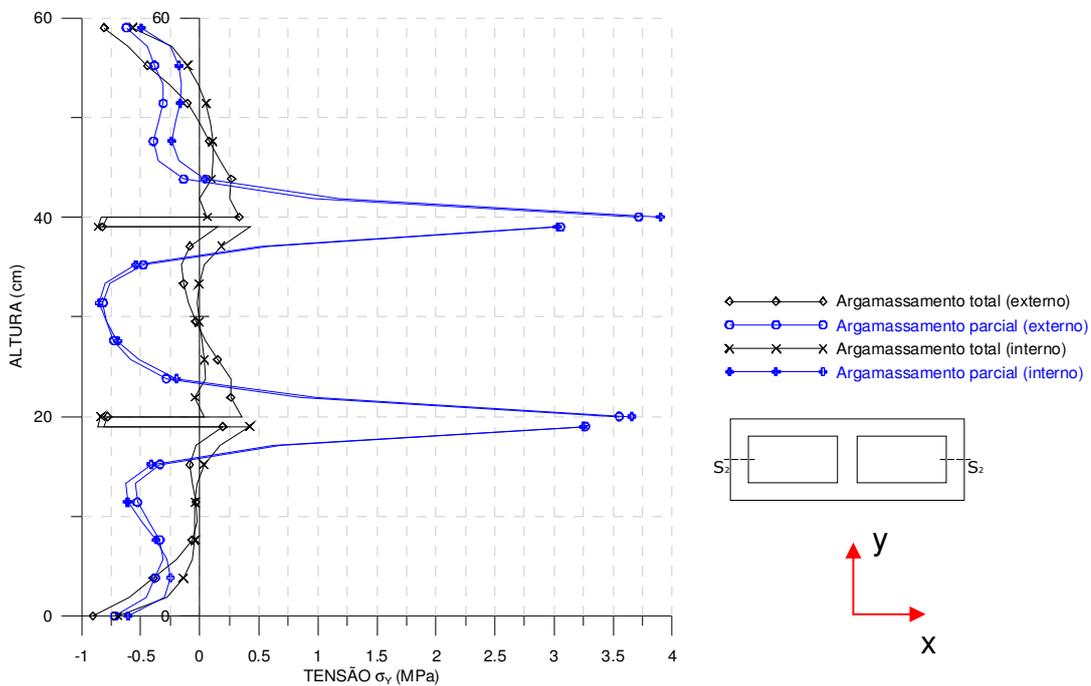


Figura 5.21 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_2 .

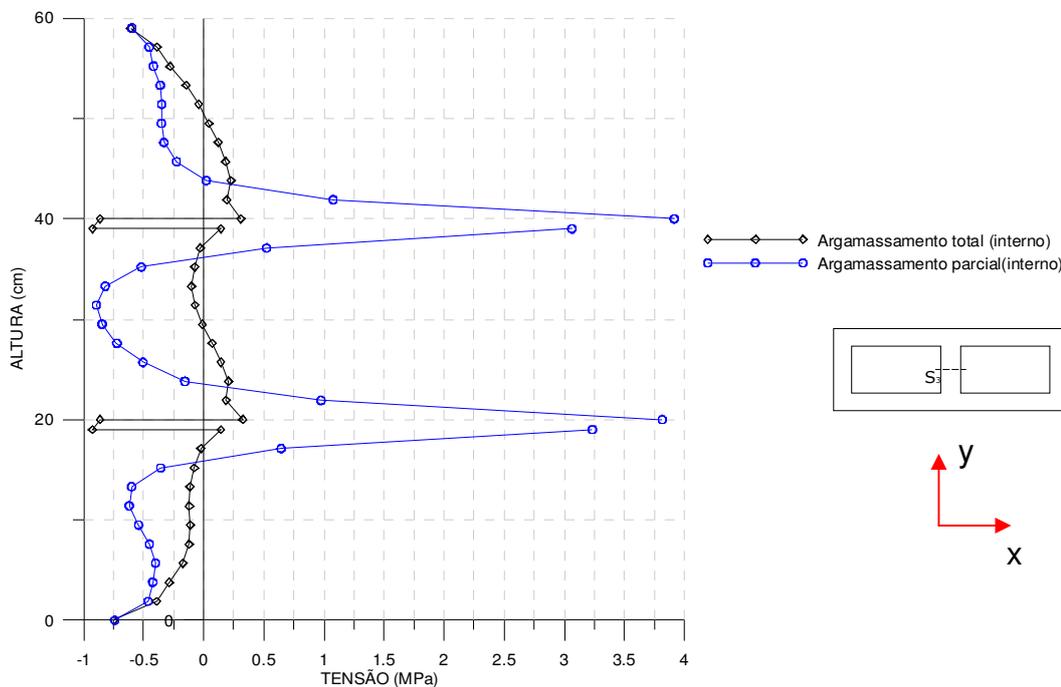


Figura 5.22 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura do prisma na seção S_3 .

Tabela 5.4 – Resumo das máximas tensões de tração nas seções S_1 , S_2 e S_3 .

Padrão de argamassamento	Tensões máximas (MPa)				
	S_1 (σ_x) face externa	S_1 (σ_x) face interna	S_2 (σ_y) face externa	S_2 (σ_y) face interna	S_3 (σ_y) face interna
TOTAL	0,281	0,357	0,353	0,430	0,323
PARCIAL	0,246	0,202	3,715	3,899	3,914
Relação PARCIAL/ TOTAL	87,5%	56,6%	1051,4%	906,7%	1211,8%

Observa-se assim que o padrão de argamassamento influi diretamente nas distribuições de tensões dos prismas. Principalmente em relação às tensões σ_y de tração ao longo da espessura do prisma nos valores de tensão para o padrão de argamassamento parcial. Ressalta-se que os valores de tensão de tração nas seções S_2 e S_3 para argamassamento parcial ultrapassam o valor estimado de resistência a tração do bloco, o que não pode ser capturado em uma análise elástico-linear.

5.2.2 – Mini-paredes

5.2.2.1 – Mini-paredes com argamassamento total

A malha utilizada na análise está mostrada na Figura 5.23 e o resultado da análise estão apresentados nas figura a seguir.

Os resultados da análise da mini-parede referente a esse padrão de argamassamento estão apresentados nas figuras a seguir.

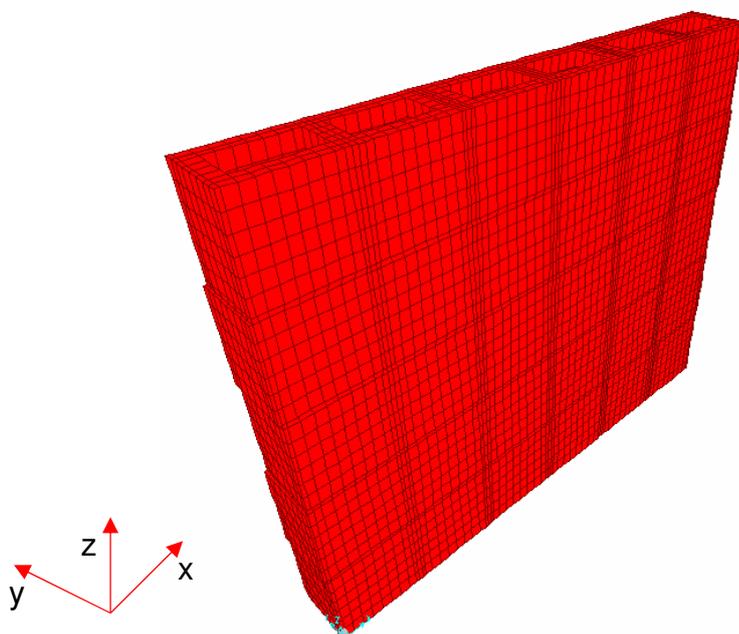


Figura 5.23 – Malha para modelagem das mini-paredes com argamassamento total.

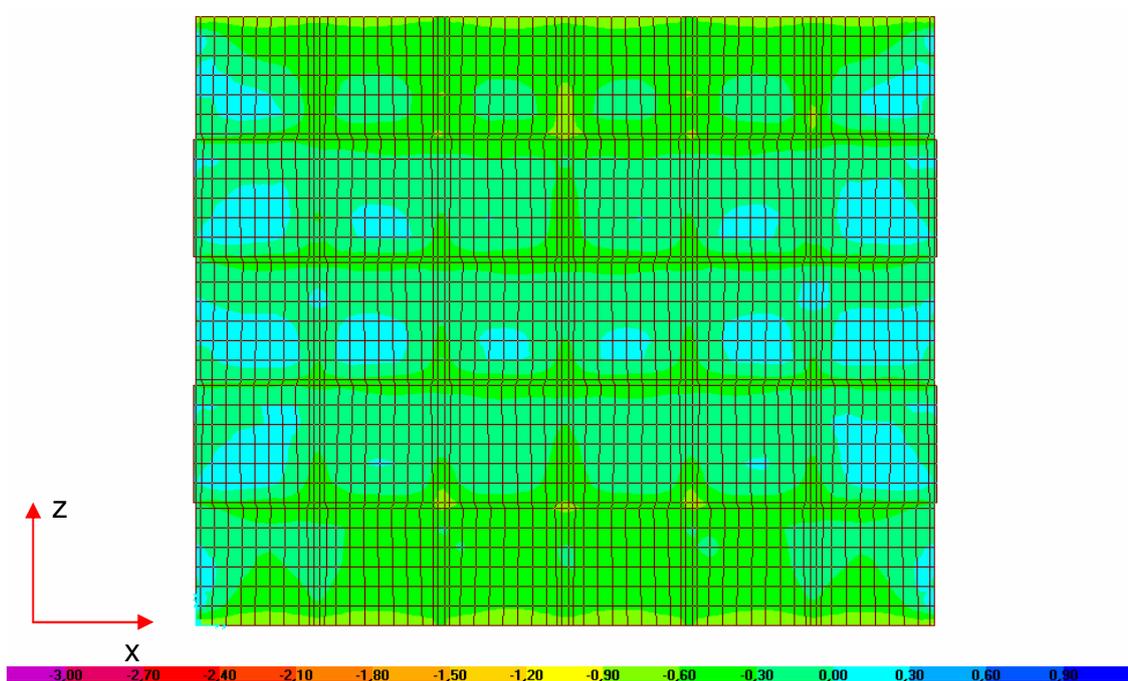


Figura 5.24 – Distribuição de tensões σ_x ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa)(face externa).

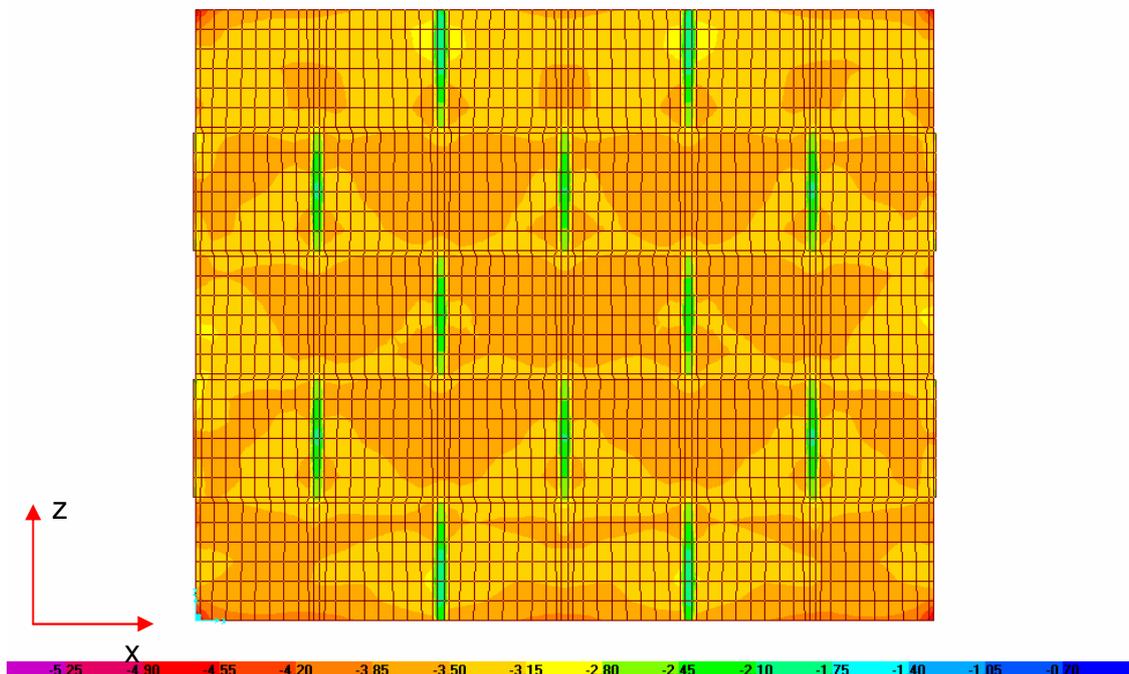


Figura 5.25 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa)(face externa).

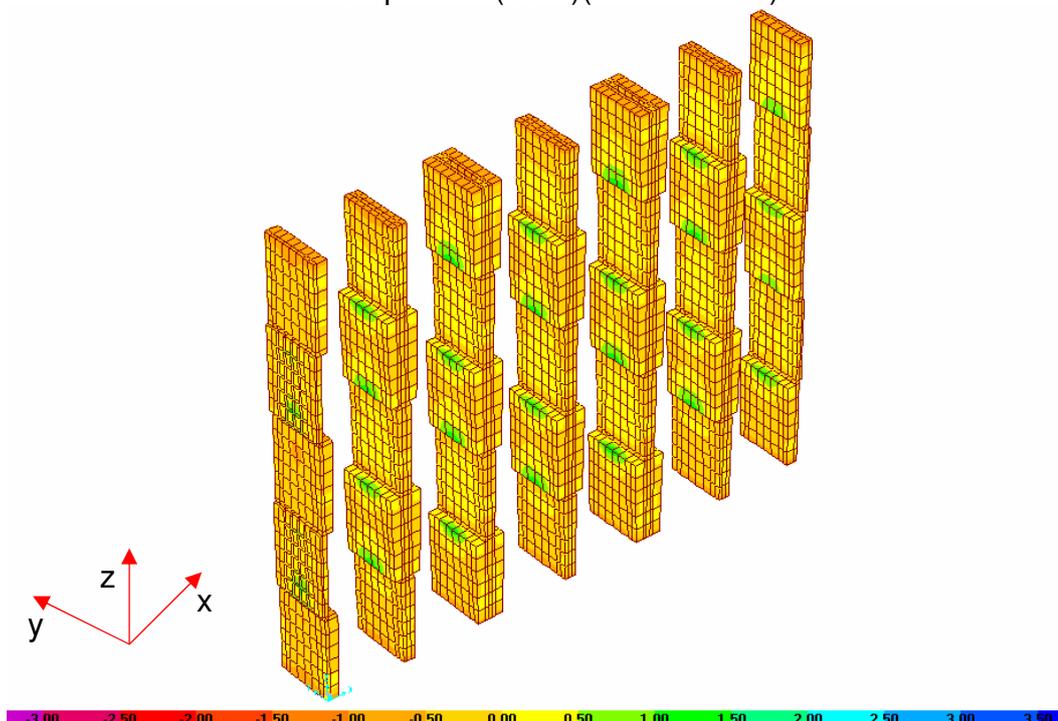


Figura 5.26 – Distribuição de tensões σ_y ao longo das paredes transversais da mini-parede (MPa).

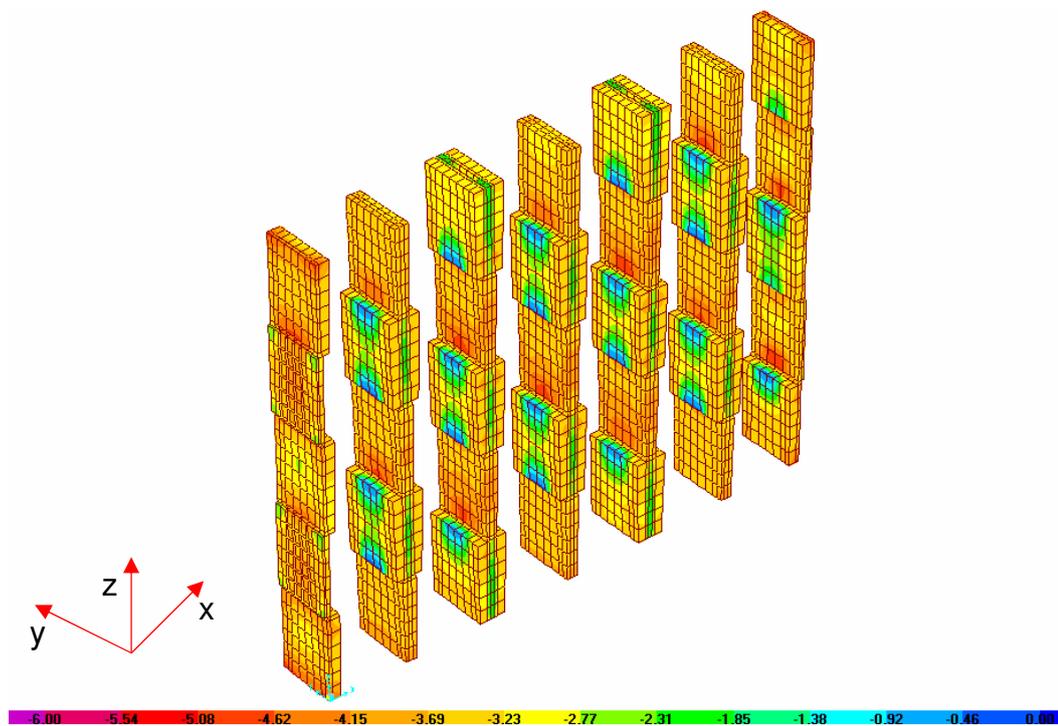


Figura 5.27 – Distribuição de tensões σ_z ao longo das paredes transversais da mini-parede (MPa).

Para o melhor detalhamento das tensões apresentam-se as distribuições das tensões ao longo da altura do prisma em gráficos, escolhendo-se algumas seções do prisma, mostrados nas Figuras 5.28 a 5.32 a seguir.

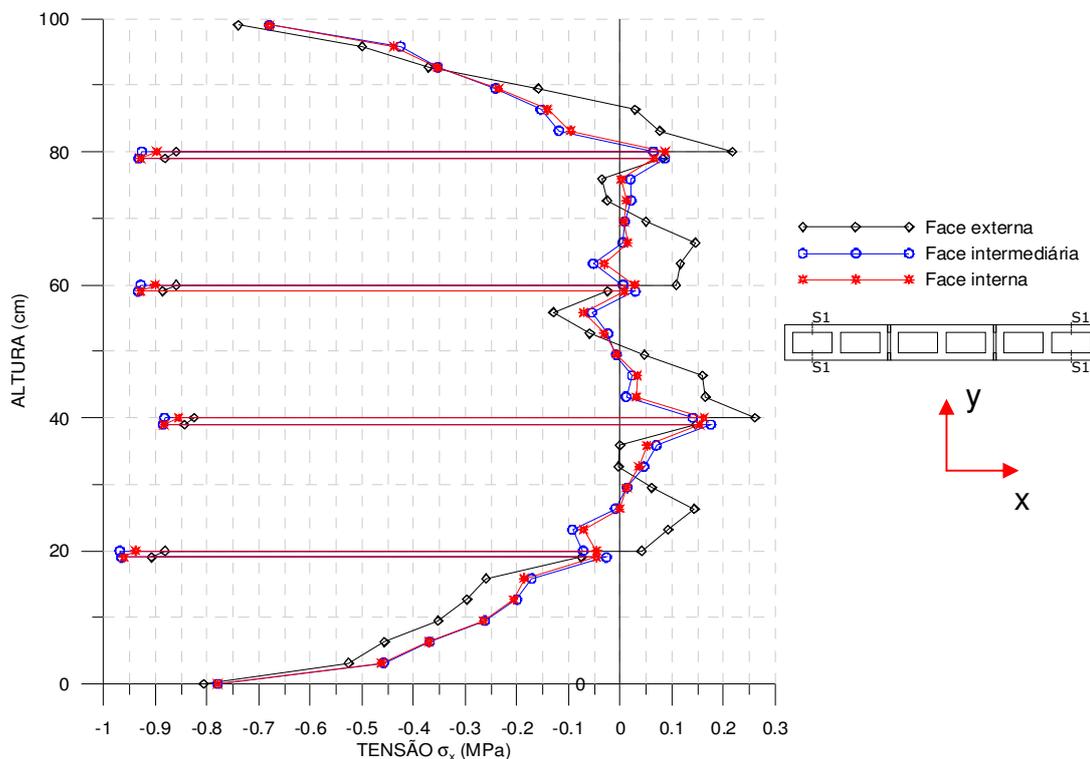


Figura 5.28 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S₁.

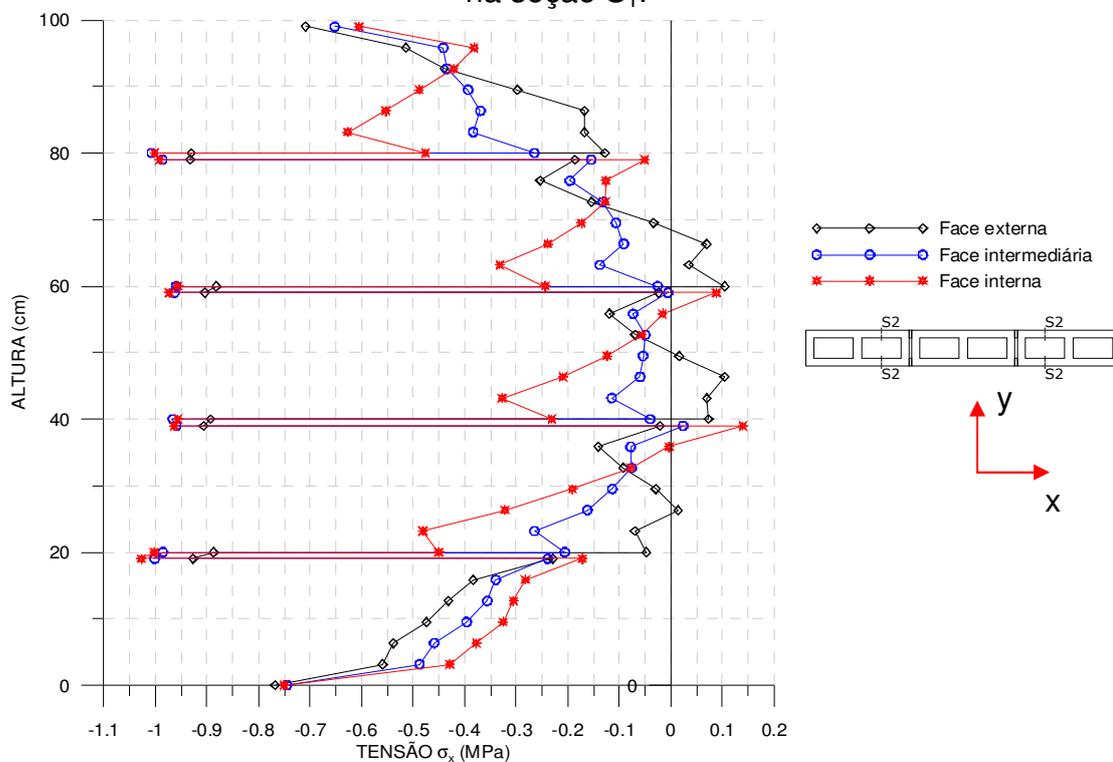


Figura 5.29 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S₂.

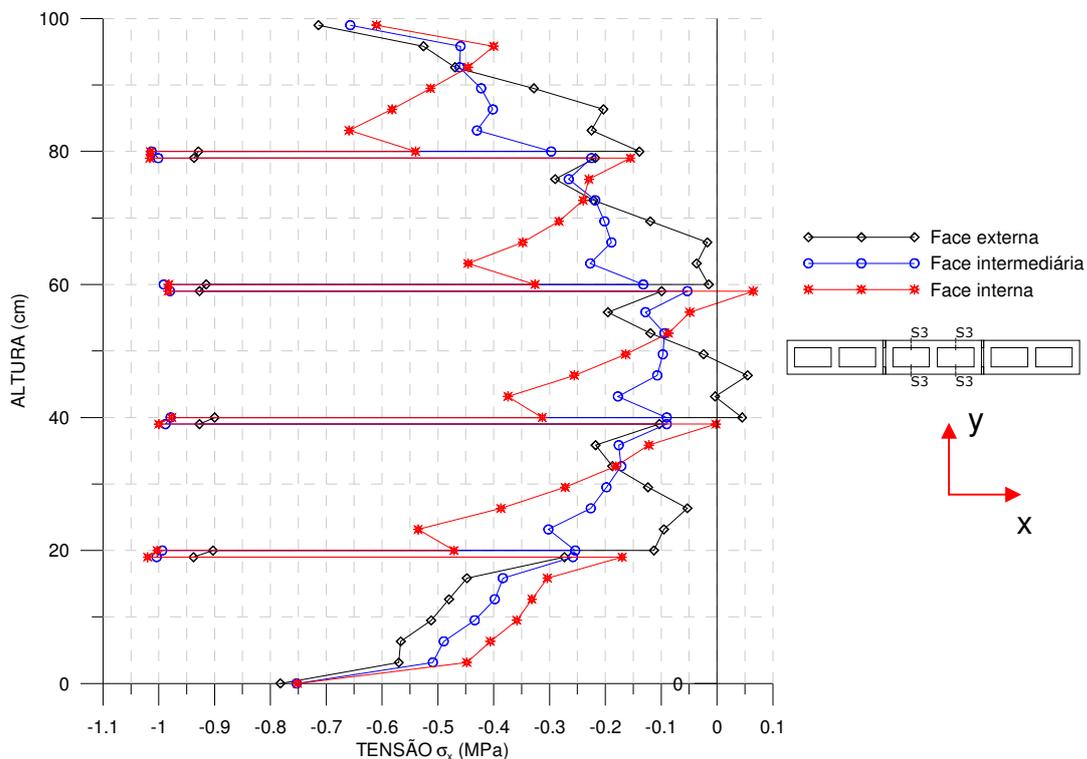


Figura 5.30 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_3 .

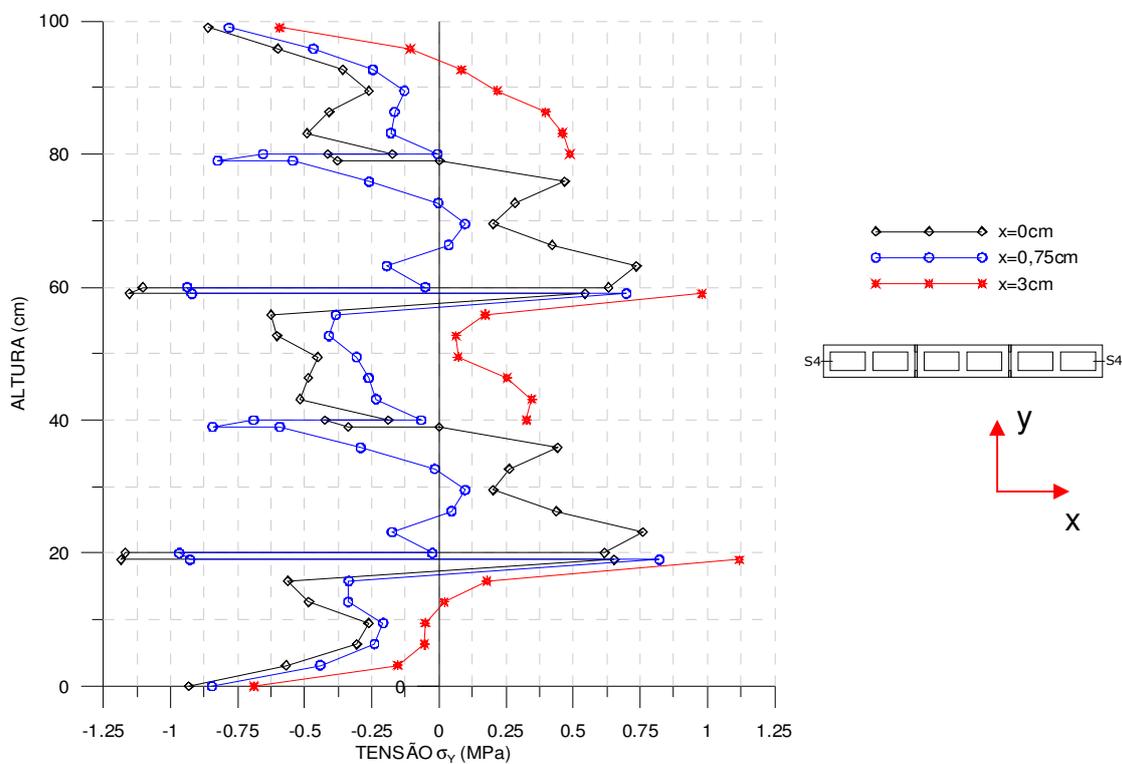


Figura 5.31 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S_4 .

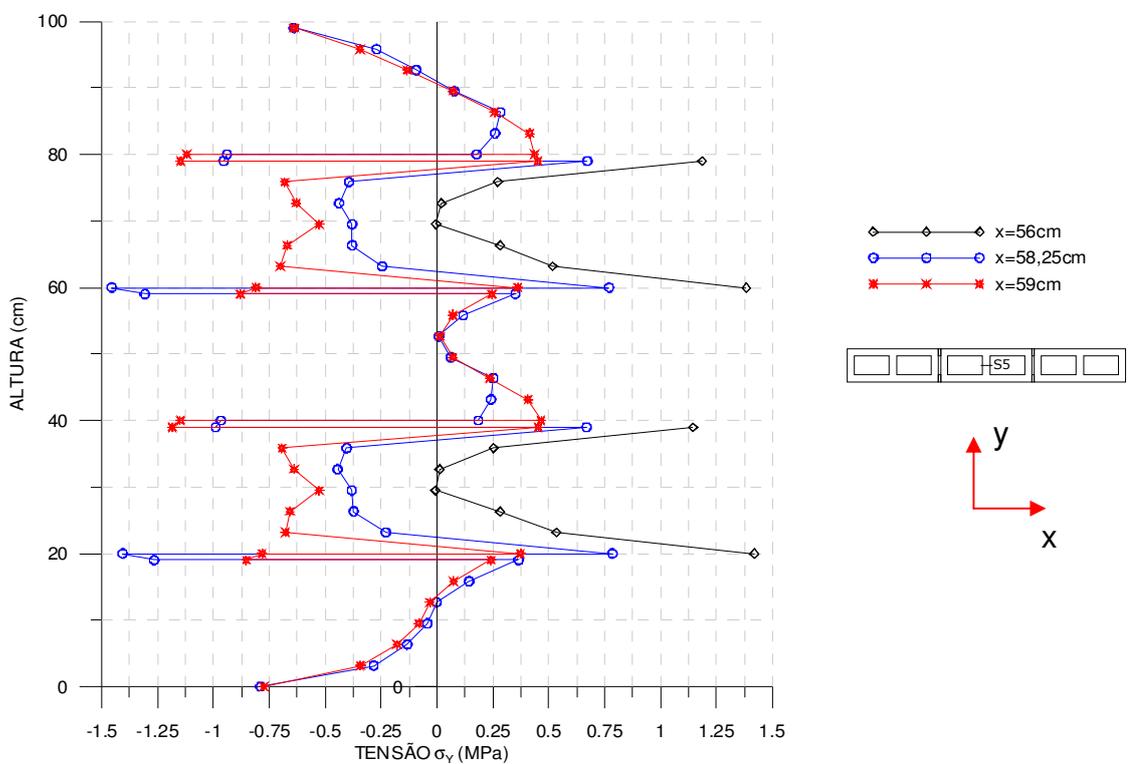


Figura 5.32 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S₅.

5.2.2.2 – Mini-paredes com argamassamento parcial

A malha utilizada na análise está mostrada na Figura 5.33 e o resultado da análise prisma estão apresentados nas figura a seguir.

Os resultados da análise da mini-parede referente a esse padrão de argamassamento estão apresentados nas figuras a seguir.

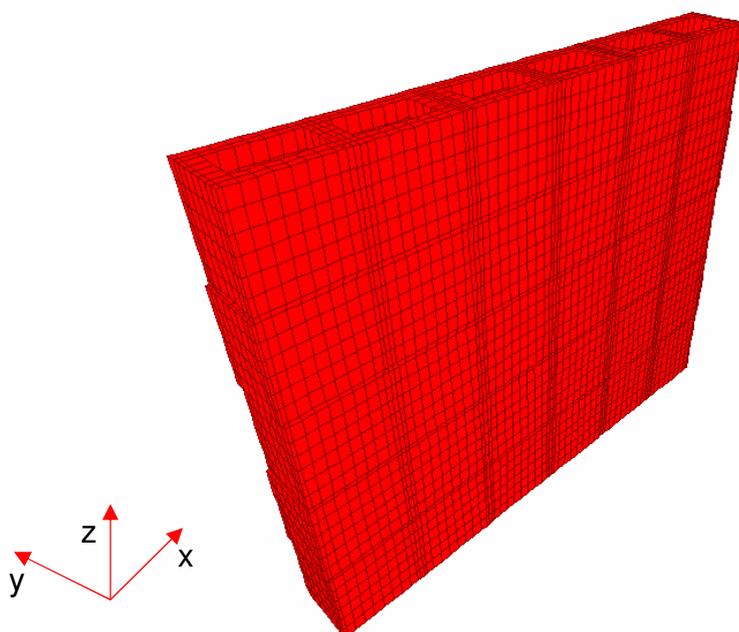


Figura 5.33 – Malha para modelagem das mini-paredes com argamassamento parcial.

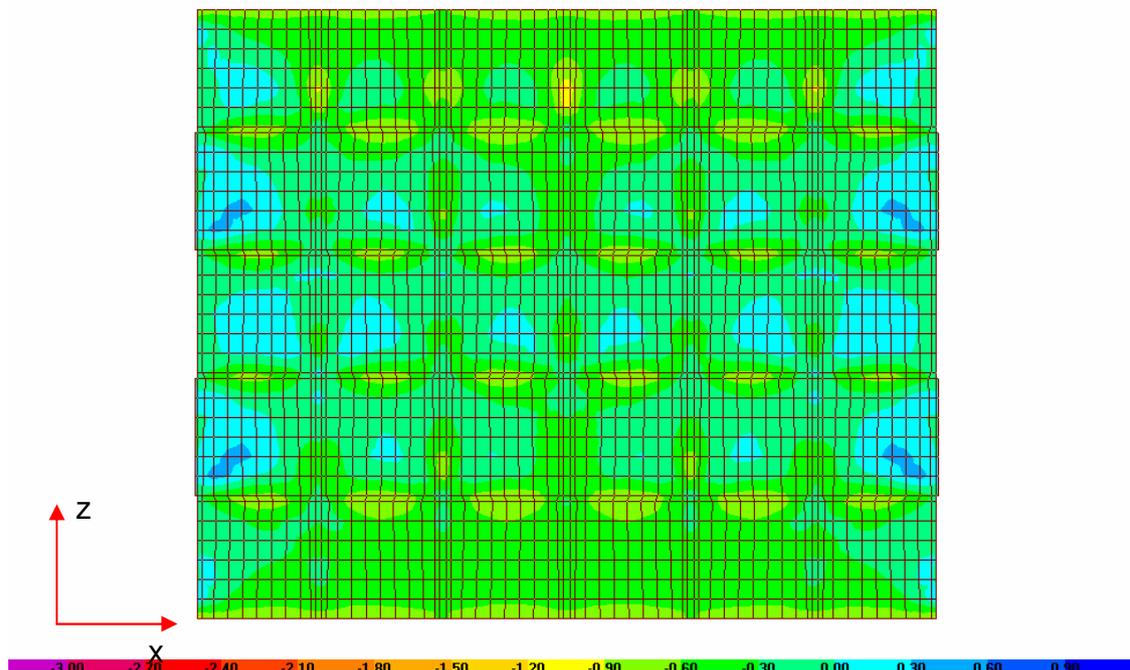


Figura 5.34 – Distribuição de tensões σ_x ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa)(face externa).

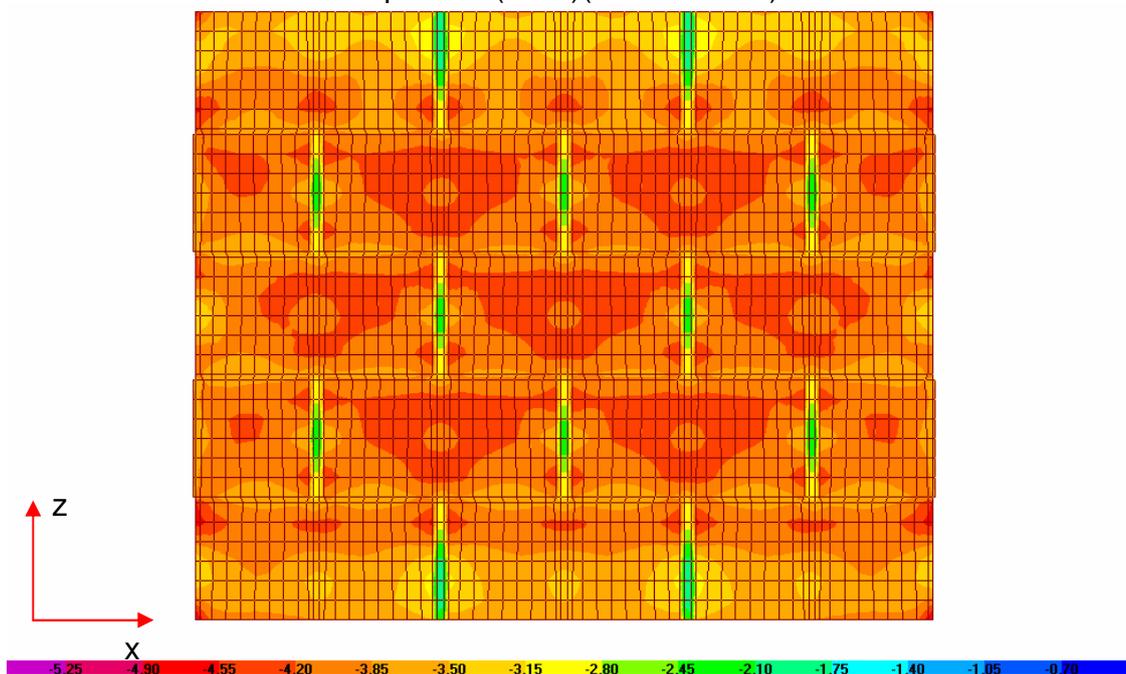


Figura 5.35 – Distribuição de tensões σ_z ao longo do plano (x,z) da mini-parede (MPa)(face externa).

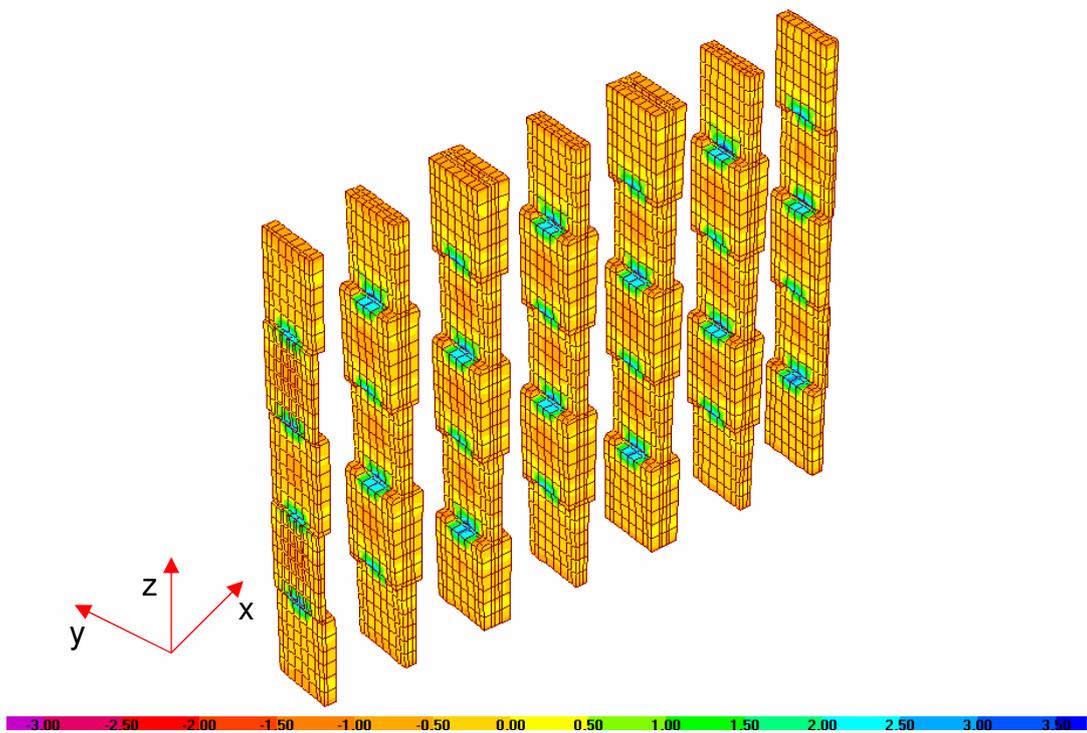


Figura 5.36 – Distribuição de tensões σ_y ao longo das paredes transversais da mini-parede (MPa).

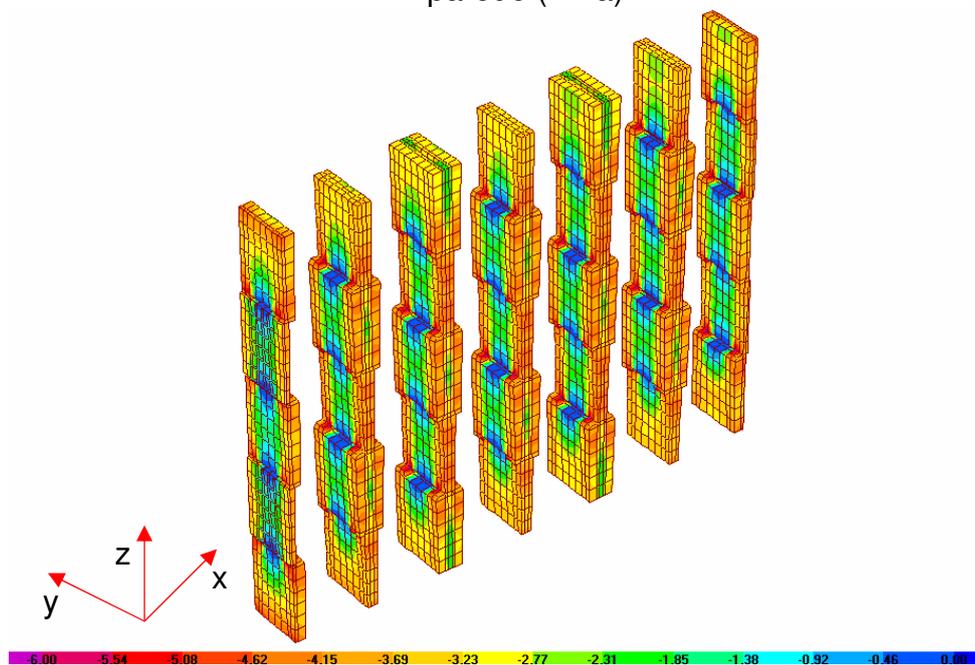


Figura 5.37 – Distribuição de tensões σ_z ao longo das paredes transversais da mini-parede (MPa).

Para o melhor detalhamento das tensões apresentam-se as distribuições das tensões ao longo da altura do prisma em gráficos, escolhendo-se algumas seções do prisma, mostrados nas Figuras 5.38 a 5.42 a seguir.

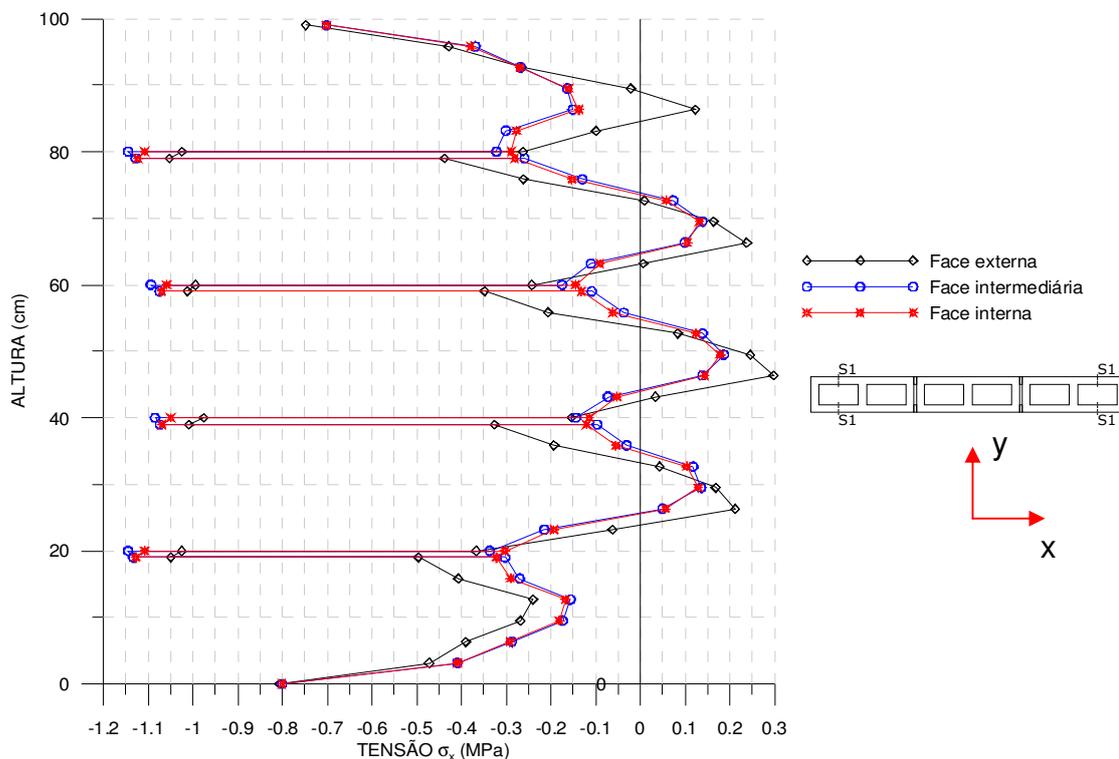


Figura 5.38 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_1 .

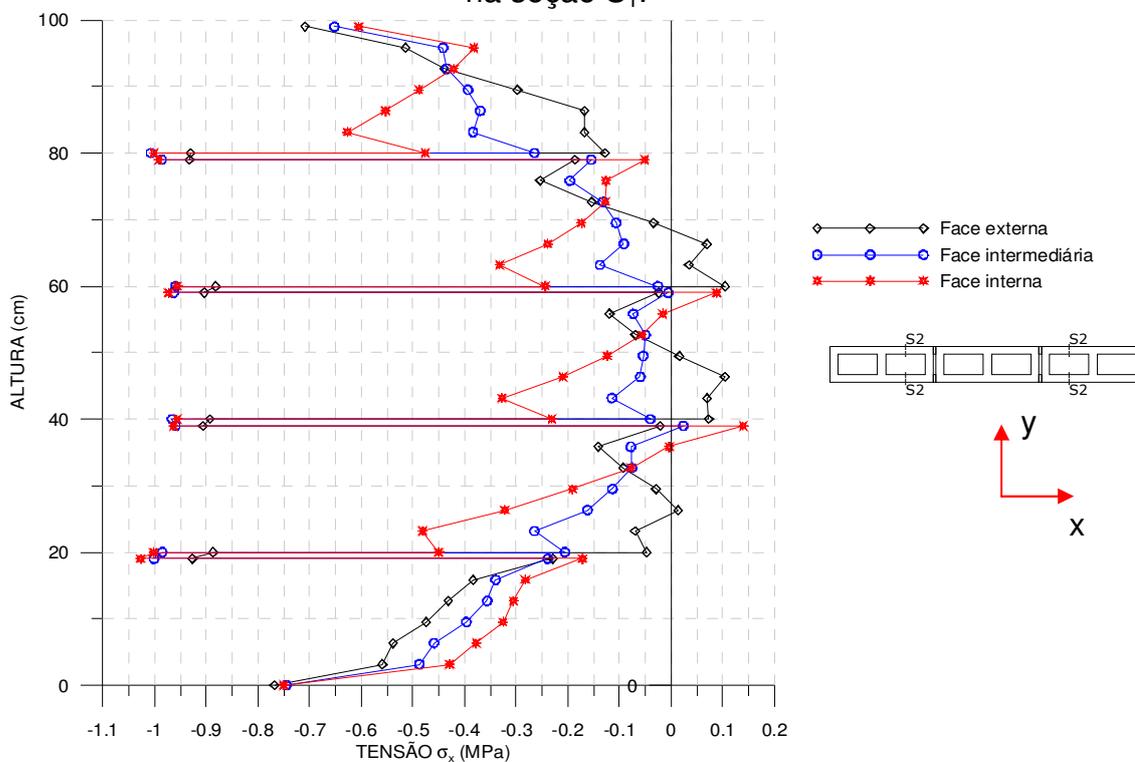


Figura 5.39 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S_2 .

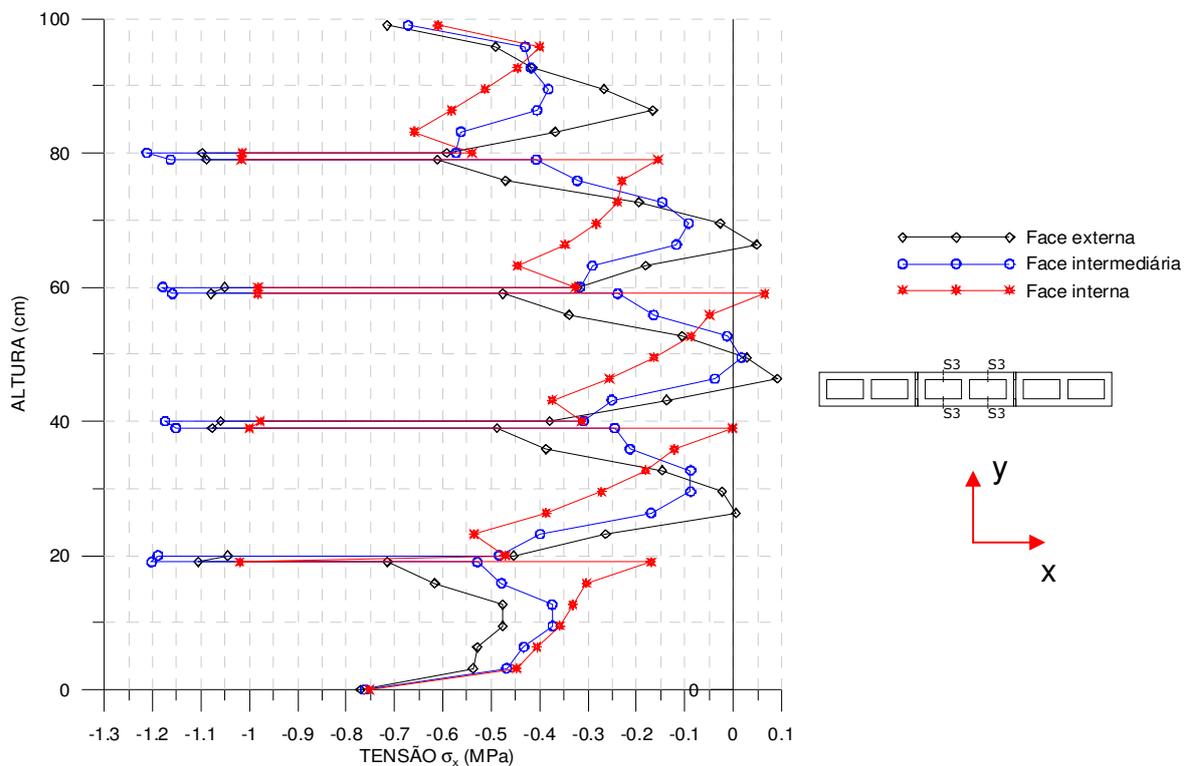


Figura 5.40 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S₃.

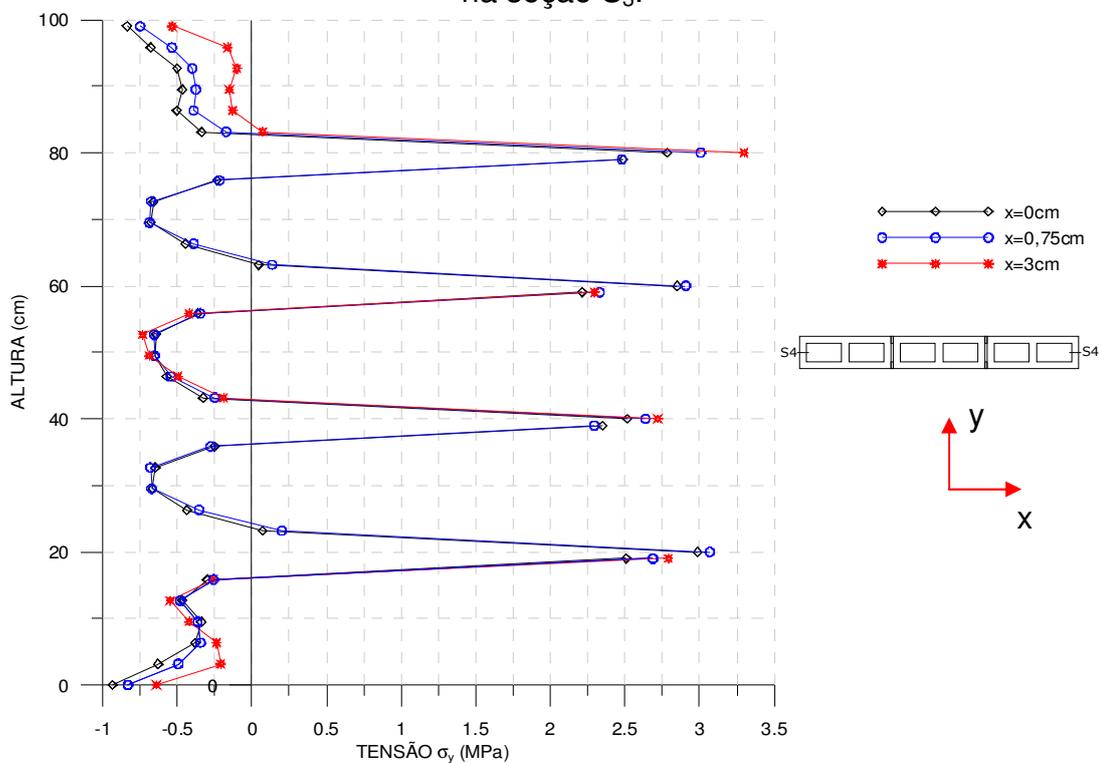


Figura 5.41 – Distribuição de tensões σ_y ao longo da altura da mini-parede na seção S₄.

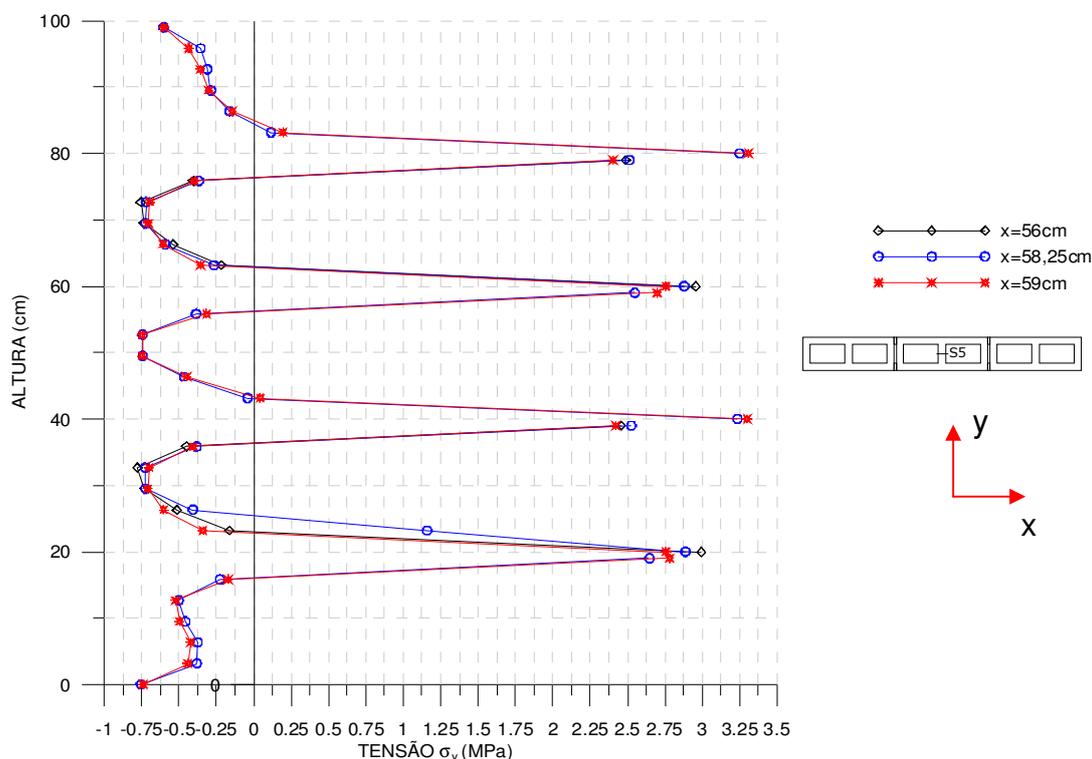


Figura 5.42 – Distribuição de tensões σ_x ao longo da altura da mini-parede na seção S₅.

5.2.2.3 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento

Assim como ocorreu nas análises dos prismas, a diferença observada entre os dois padrões de argamassamento na distribuição de tensões é o alto valor de tensão σ_y de tração ao longo da espessura obtido no modelo de mini-parede de argamassamento parcial em comparação com o de argamassamento total. Também nas mini-paredes houve uma diferença entre as tensões máximas σ_y e σ_z no bloco localizado no meio da parede (bloco B7), mas houve um decréscimo na tensão máxima de tração σ_x para as mini-paredes com argamassamento parcial em relação ao argamassamento total. A Tabela 5.5 mostra o resumo das tensões no bloco localizado no meio da mini-parede para os dois padrões de argamassamento e a relação entre os padrões de argamassamento.

Tabela 5.5 – Resumo das máximas tensões de tração e compressão no bloco intermediário da mini-parede.

Padrão de argamassamento	Tensões máximas (MPa)		
	σ_x (tração)	σ_y (tração)	σ_z (compressão)
TOTAL	0,697	1,426	-5,487
PARCIAL	0,598	3,303	-6,121
Relação PARCIAL/ TOTAL	85,8%	231,6%	111,5%

Para melhor compreensão das principais diferenças entre os dois padrões de argamassamento, mostram-se nas figuras 5.43 a 5.47 as tensões ao longo da altura da mini-parede. Nas seções S_1 , S_2 e S_3 os valores de tensões analisados foram das faces externas e internas. Na seção S_4 foram analisadas as faces $x=0$ e $x=3\text{cm}$. Por fim, na seção S_5 foram analisadas as tensões nas faces $x=58,25\text{cm}$.

Semelhantemente à comparação do padrão de argamassamento de prismas, mini-parede com argamassamento parcial apresentou valores de tensões máximas maiores em relação à mini-parede de argamassamento total. Nas seções S_1 , S_2 e S_3 houve acréscimos de 113,8% à 165,5% nos valores das tensões σ_x para mini-parede de argamassamento parcial em relação à mini-parede de argamassamento total, diferentemente à dos modelos de prismas nos quais houve decréscimo nos valores de tensão σ_x (na seção S_1). Nas seções ao longo da espessura da mini-parede S_4 e S_5 o modelo de argamassamento parcial obteve valores de tensão σ_y 413,9% maiores do que o modelo de argamassamento total. Essa relação para tensão σ_y do modelo de mini-parede foi inferior à obtida para o modelo de prisma, no qual essa relação foi da ordem de 1000%(ver Tabela 5.6). Ressalta-se novamente que os valores de tensão de tração nas seções S_4 e S_5 para argamassamento parcial ultrapassam o valor estimado de resistência a tração do bloco, o que não pode ser capturado em uma análise elástico-linear.

Tabela 5.6 – Resumo das máximas tensões nas seções S₁, S₂, S₃, S₄ e S₅.

Padrão de argamassamento	Tensões máximas (MPa)								
	S ₁ (σ _x) face ext.	S ₁ (σ _x) face int.	S ₂ (σ _x) face ext.	S ₂ (σ _x) face int.	S ₃ (σ _x) face ext.	S ₃ (σ _x) face int.	S ₄ (σ _y) x=0	S ₄ (σ _y) x=3	S ₅ (σ _y) x=58,25
TOTAL	0,261	0,162	0,104	0,139	0,055	0,065	0,759	1,119	0,785
PARCIAL	0,297	0,179	0,145	0,172	0,091	0,084	3,068	3,297	3,249
Relação PARCIAL/ TOTAL	113,8%	110,5%	139,4%	123,7%	165,5%	129,2%	404,2%	294,6%	413,9%

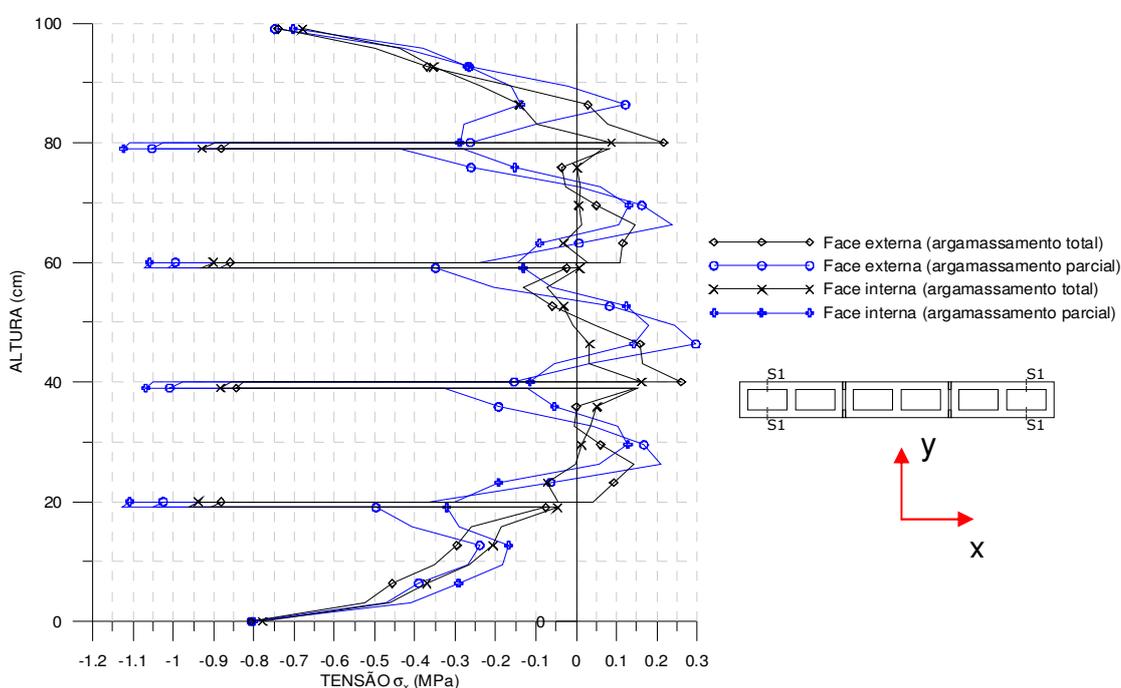


Figura 5.43 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura da mini-parede na seção S₁.

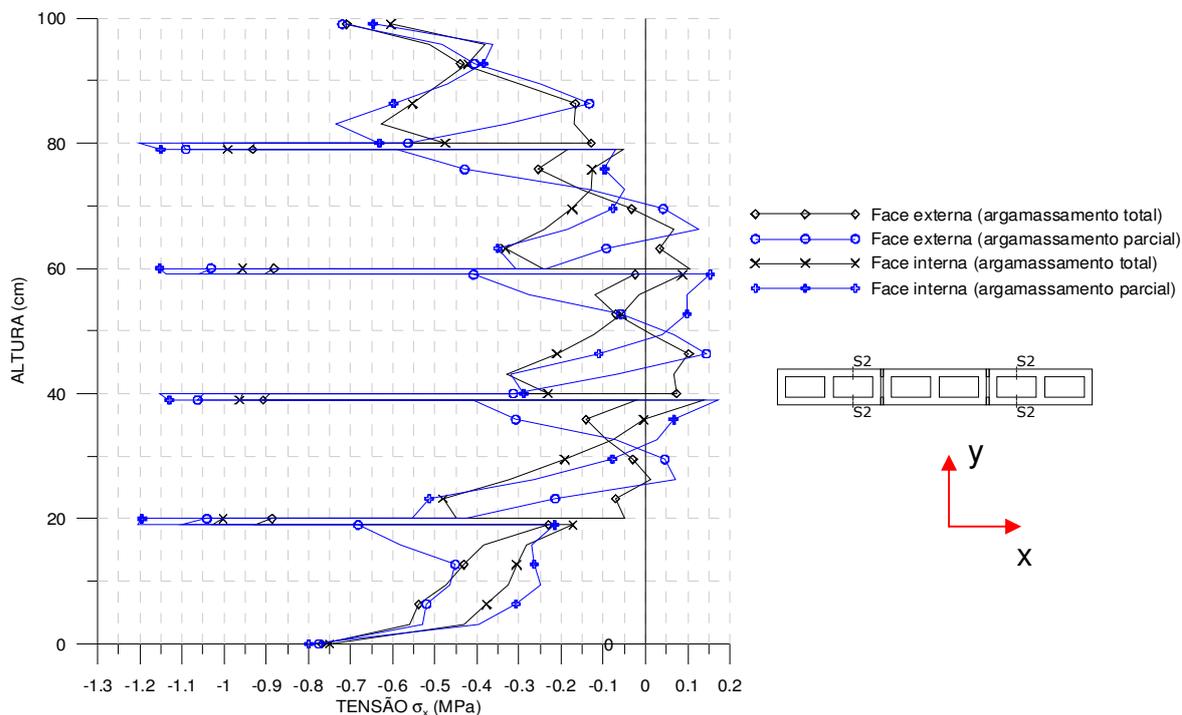


Figura 5.44 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura da mini-parede na seção S₂.

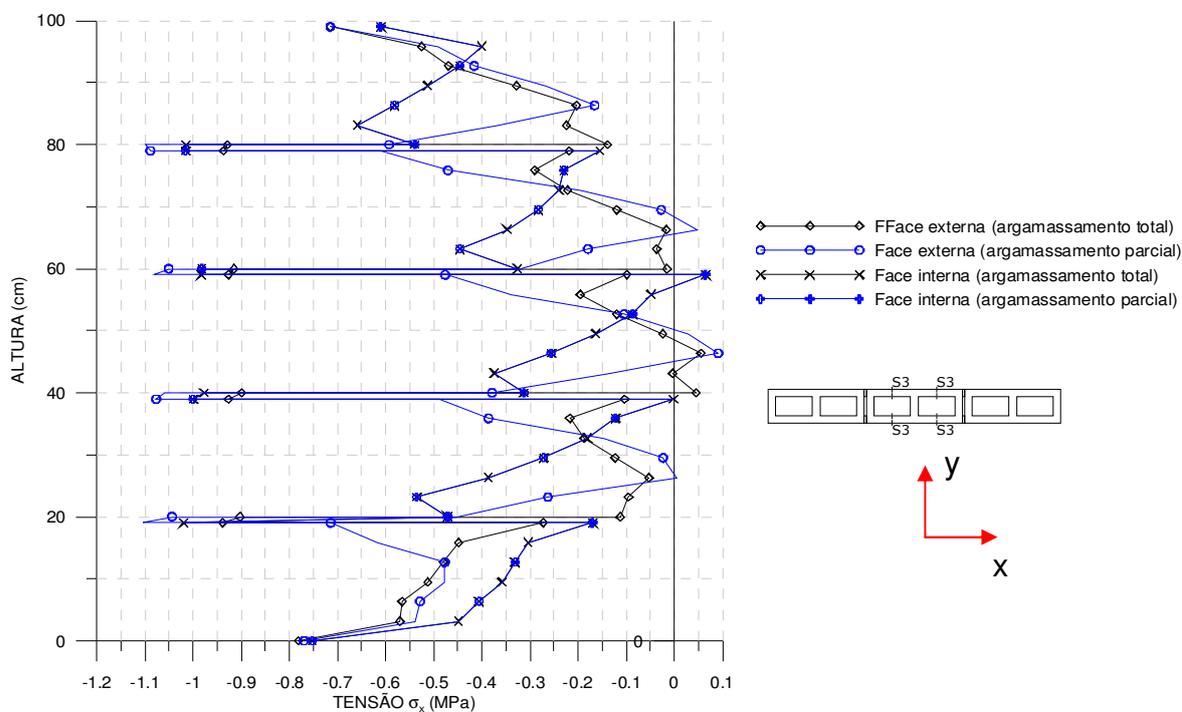


Figura 5.45 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura da mini-parede na seção S₃.

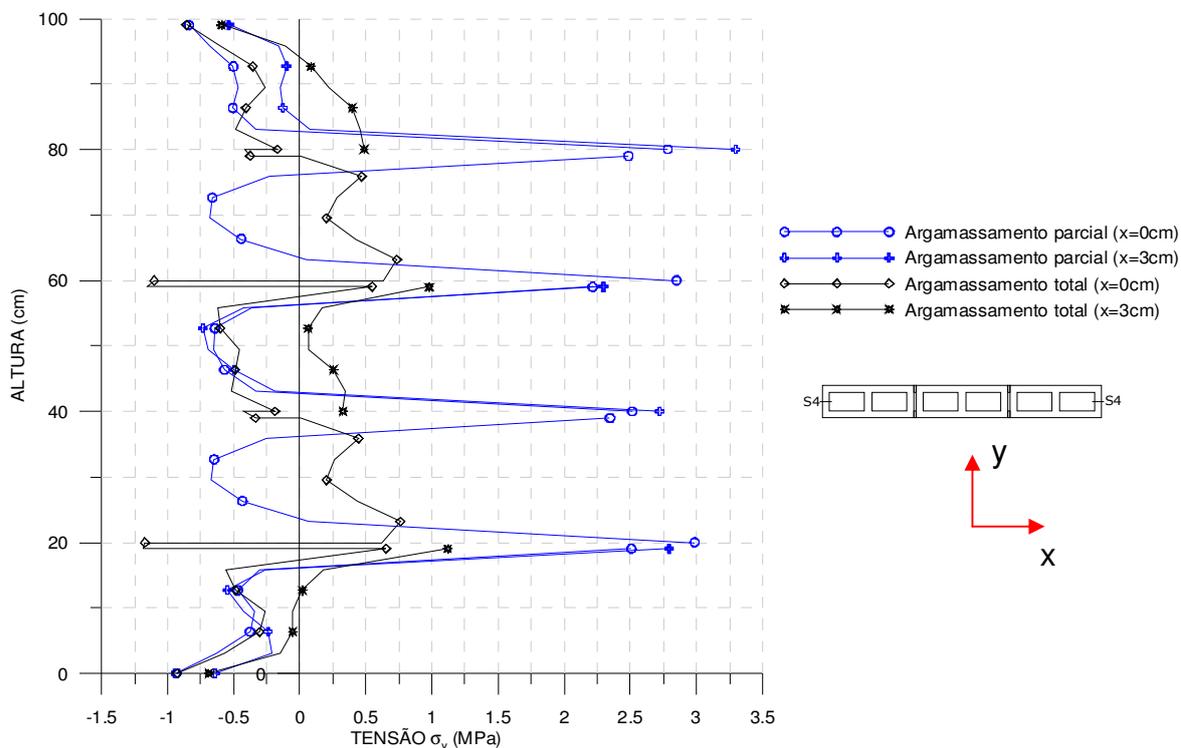


Figura 5.46 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura da mini-parede na seção S₄.

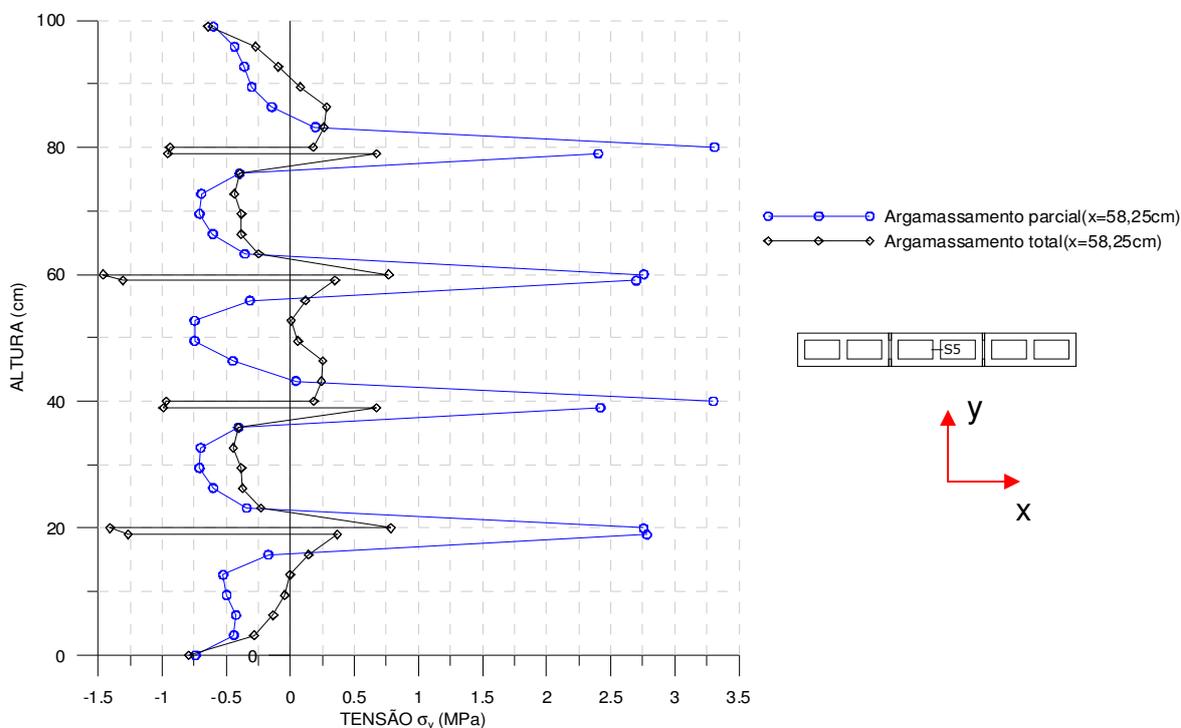


Figura 5.47 – Comparação entre os dois tipos de argamassamento ao longo da altura da mini-parede na seção S₅.

Assim como foi para os prismas, o padrão de argamassamento influenciou consideravelmente nas distribuições de tensão dos modelos. As tensões de tração ao longo da espessura da mini-parede σ_y aumentaram substancialmente nos modelos de argamassamento parcial. No entanto, vale salientar que a análise linear pelo método dos elementos finitos não consegue determinar o comportamento de ruptura do modelo. Sabendo que os blocos podem resistir à tração na ordem de 6% da resistência à compressão ROMAGNA (2000), para tensões de tração acima desse valor já ocorreriam fissuras que redistribuiriam as tensões, gerando assim um comportamento mecânico diferente. No próximo capítulo descreve-se a comparação entre o comportamento mecânico obtido numericamente pelo método dos elementos finitos e experimentalmente nos ensaios realizados para prismas e mini-paredes.

Capítulo 6

Resultados Experimentais e Comparação com Resultados Numéricos

6.1 – Resultados Experimentais

6.1.1 – Ensaios de blocos à compressão

Os ensaios das unidades à compressão apresentaram geralmente uma ruptura em forma de cone, típica de compressão em um corpo-de-prova confinado nas extremidades, como mostra a Figura 6.1. A resistência média à compressão na área líquida do bloco foi de 16,31MPa. Ressalta-se, conforme já dito no Capítulo 4, que houve dois dias diferentes para o ensaio de compressão, haja vista que foram moldados e ensaiados prismas e mini-paredes de dois tipos de argamassamento em dias distintos. A Tabela 6.1 apresenta esses resultados.



Figura 6.1 – Ruptura típica dos blocos sob compressão.

Tabela 6.1 – Resultados da resistência à compressão das unidades.

Data da moldagem dos blocos: 23/05/2005					
1° Ensaio à compressão (data dos ensaios dos corpos-de-prova com argamassamento total): 10/11/2005					
Tensão (Mpa) (área bruta)	Desvio Padrão (Mpa)	Coefficiente de Variação (%)	Tensão (MPa) (área líquida)*	Desvio Padrão (Mpa)	Coefficiente de Variação (%)
8,21	0,92	11,22	15,68	1,76	11,22
2° Ensaio à compressão (data dos ensaios dos corpos-de-prova com argamassamento parcial): 24/11/2005					
Tensão (Mpa) (área bruta)	Desvio Padrão (Mpa)	Coefficiente de Variação (%)	Tensão (MPa) (área líquida)*	Desvio Padrão (Mpa)	Coefficiente de Variação (%)
8,86	0,72	8,07	16,93	1,37	8,07

* Área líquida na espessura média do bloco.

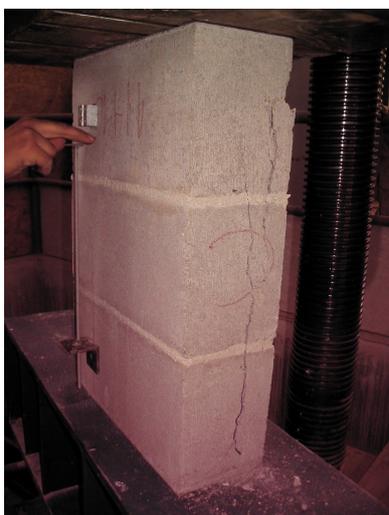
6.1.2 – Ensaios de prismas à compressão

Os ensaios dos prismas foram executados para determinar a resistência à compressão e a deformação axial do prisma, para os dois padrões de argamassamento. Os resultados de resistência à compressão dos prismas para os dois padrões de argamassamento juntamente com as cargas de ruptura estão apresentados na Tabela 6.2. Praticamente, em todos os casos, o tipo de ruptura se deu através do desenvolvimento de uma fissura vertical ao longo da espessura do prisma. Esse tipo de ruptura foi observado nos prismas de argamassamento total e foi ainda mais notório nos prismas de argamassamento parcial (ver Figura 6.2). Como observado por CALÇADA (1998), as primeiras fissuras se iniciam na unidade central do prisma, próximo à junta de argamassa.

Tabela 6.2 – Resultados de resistência à compressão dos prismas.

	Prisma de argamassamento total		Prisma de argamassamento parcial	
Carga de ruptura (kN)	383,41		309,83	
	Desv. Padrão (kN)	27,65	Desv. Padrão (kN)	32,74
	Coef. Variação (%)	7,21	Coef. Variação (%)	10,57
Resistência à compressão (MPa) (área bruta)	7,02		5,67	
	Desv. Padrão(MPa)	0,51	Desv. Padrão(MPa)	0,60
	Coef. Variação (%)	7,21	Coef. Variação (%)	10,57
Resistência à compressão (MPa) (área líquida)	13,41		13,24	
	Desv. Padrão(MPa)	0,97	Desv. Padrão(MPa)	1,40
	Coef. Variação (%)	7,21	Coef. Variação (%)	10,57
Fator de eficiência	0,86		0,64	
Resistência à compressão da argamassa de assentamento (Mpa)	5,19		4,80	
	Desv. Padrão(MPa)	0,50	Desv. Padrão(MPa)	0,42
	Coef. Variação (%)	9,67	Coef. Variação (%)	8,85

* Resistência à compressão na área líquida.



(a)



(b)

Figura 6.2 – Fissura vertical ao longo da espessura do prisma.

(a) Prisma de argamassamento total; (b) Prisma de argamassamento parcial.

Apesar de que na área líquida (considerada igual à área de argamassamento) a resistência média do prisma com argamassamento parcial encontrada foi próxima

à do prisma com argamassamento total, a carga de ruptura média do prisma com argamassamento parcial foi cerca de 20% inferior à do prisma com argamassamento total. O fator de eficiência do prisma com argamassamento parcial também foi ainda mais baixo (cerca de 25%), devido o fato dos blocos usados nos prismas de argamassamento parcial terem uma resistência média um pouco maior (ver Tabela 6.1). Foi observado, também, que os prismas de argamassamento parcial apresentaram as primeiras fissuras visíveis para valores pequenos de carga aplicada, enquanto os prismas com argamassamento total apresentaram fissuras apenas próximos à ruptura.

Módulo de elasticidade e curvas Tensão x Deformação

O módulo de elasticidade secante dos prismas foi obtido seguindo-se o procedimento da norma ACI530/ASCE/TMS402 (1996), correspondente à reta que une os pontos correspondentes às tensões a 5% e a 33% da tensão de ruptura, com base nas curvas tensão x deformação apresentadas nas Figuras 6.3 e 6.4. Estas curvas foram traçadas tomando-se a tensão na área líquida (argamassada) calculando-se a deformação específica dividindo-se a média dos deslocamentos medidos pelos LVDT1 e LVDT1' pelo comprimento da haste dos LVDT's (distância entre os pontos A e B, ver Figura 4.6). Observa-se destas figuras que prismas com argamassamento parcial apresentaram menores valores de resistência e de deformação específica na ruptura do que os prismas com argamassamento total. Os valores médios obtidos para o módulo de elasticidade dos prismas estão mostrados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Módulo de elasticidade dos prismas para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).

Padrão de argamassamento	Módulo de Elasticidade (MPa)	$\frac{E}{f_m(liq)}$
Total	17170	1280
Parcial	16740	1264

Para melhor compreensão do comportamento na ruptura dos prismas, foram traçadas também as curvas Carga x Deslocamento (média entre os LVDT1 e LVDT1') nas Figuras 6.5 e 6.6, para os dois padrões de argamassamento. Esses dados mostram que os prismas com argamassamento parcial apresentaram, além de uma carga de ruptura menor, um deslocamento máximo menor do que os prismas com argamassamento total. Em todos os gráficos foi considerada positiva a carga de compressão aplicada no corpo-de-prova.

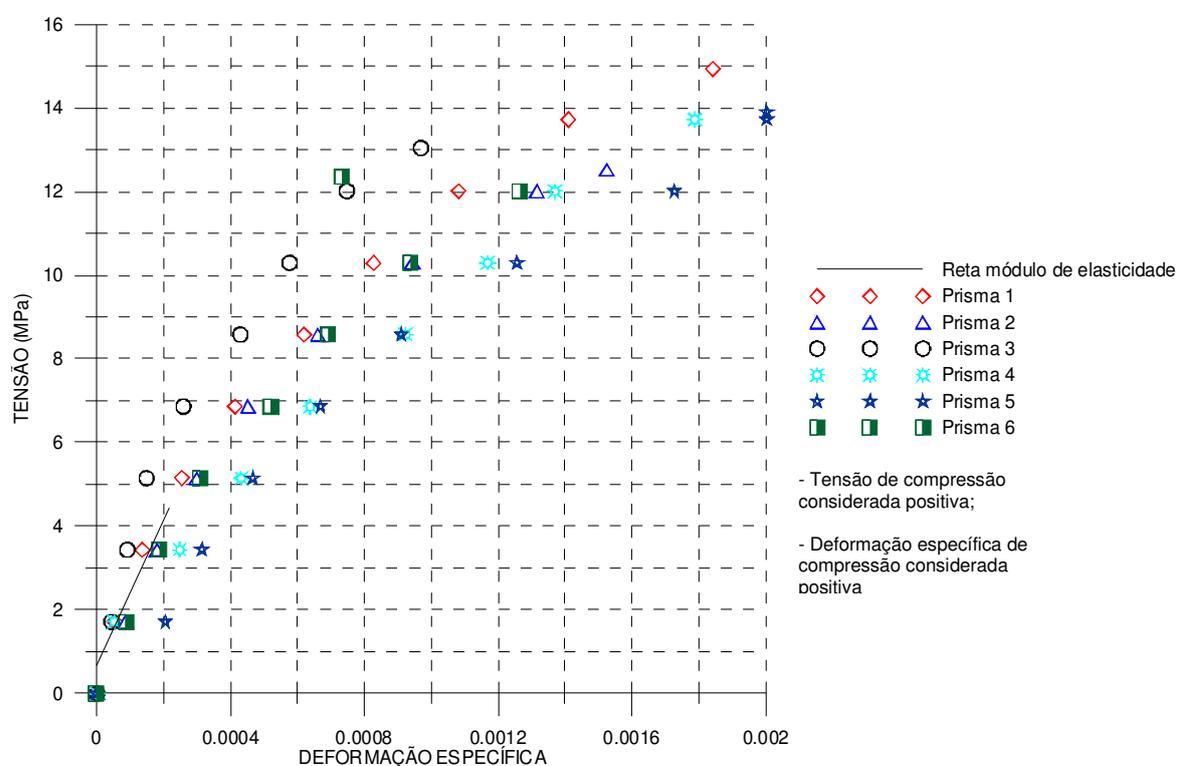


Figura 6.3 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento total (tensão na área líquida).

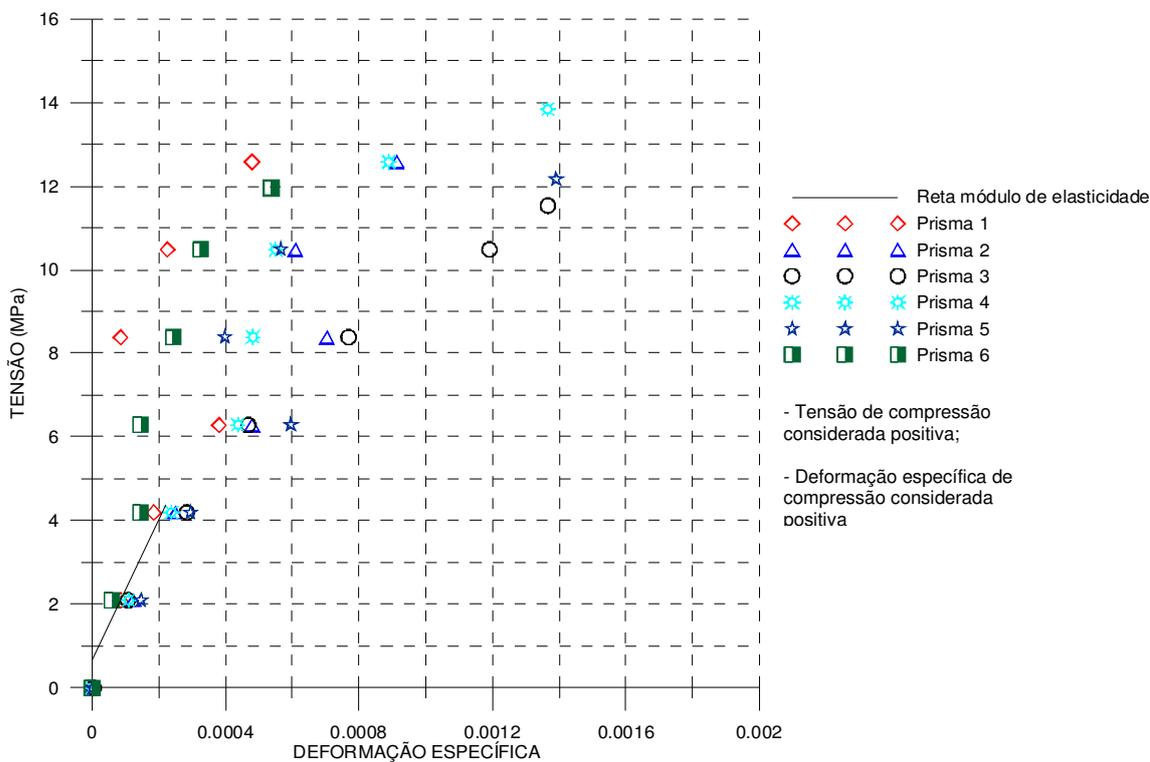


Figura 6.4 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento parcial (tensão na área líquida).

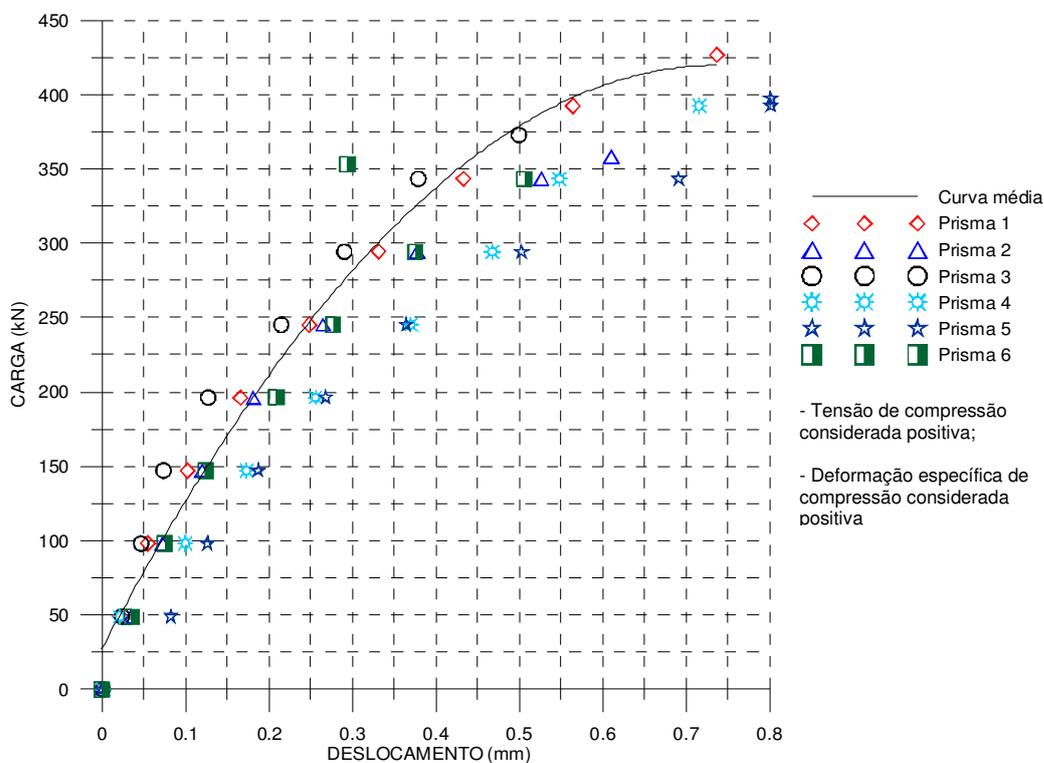


Figura 6.5 – Gráfico carga x deslocamento dos prismas com argamassamento total.

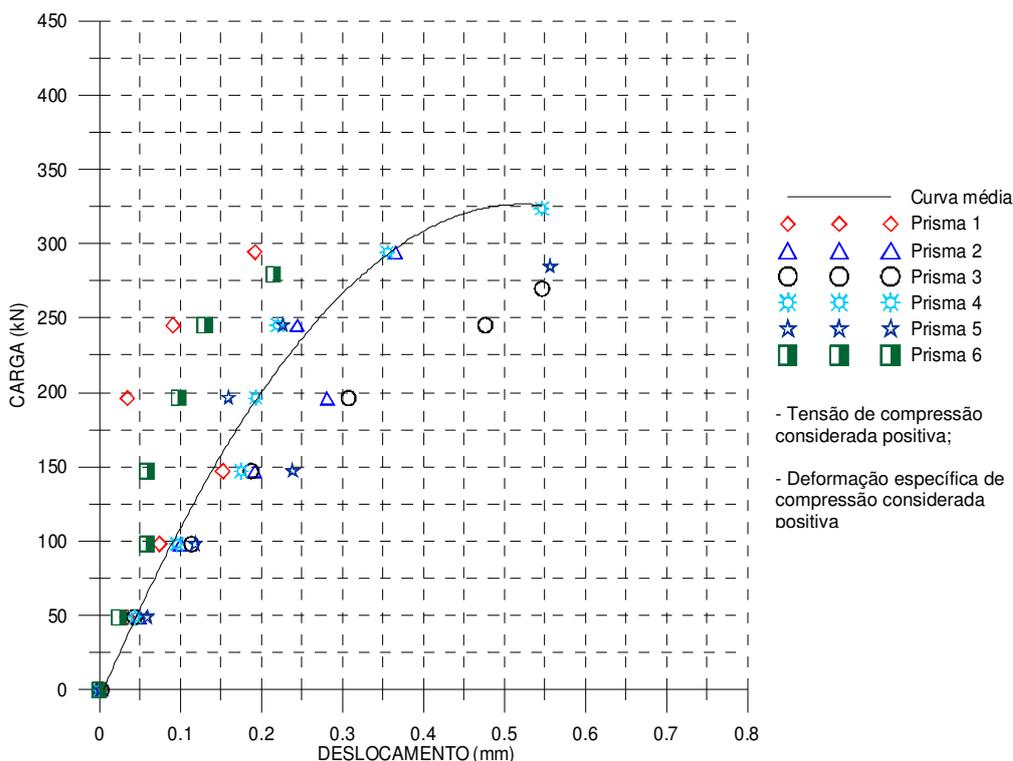


Figura 6.6 – Gráfico carga x deslocamento dos prismas com argamassamento parcial.

6.1.2 – Ensaio de mini-paredes à compressão

Conforme descrito no Capítulo 4, foram ensaiadas quatro mini-paredes de cada padrão de argamassamento no intuito de se estudar o comportamento mecânico da alvenaria e investigar o fator de eficiência e do efeito do padrão de argamassamento. Foram medidos deslocamentos nos pontos instrumentados com transdutores de deslocamentos (LVDT) e as deformações específicas nos pontos instrumentados com extensômetros elétricos. Os valores obtidos de cargas de ruptura, resistência e fator de eficiência estão apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Resultados de resistência à compressão das mini-paredes.

	Argamassamento total		Argamassamento parcial	
Carga de ruptura (kN)	781,12		629,48	
	Desv. Padrão (kN)	89,50	Desv. Padrão (kN)	39,34
	Coef. Variação (%)	11,46	Coef. Variação (%)	6,25
Resistência à compressão (MPa) (área bruta)	4,69		3,78	
	Desv. Padrão(MPa)	0,54	Desv. Padrão(MPa)	0,24
	Coef. Variação (%)	11,46	Coef. Variação (%)	6,25
Resistência à compressão (MPa) (área líquida)	8,82		8,82	
	Desv. Padrão(MPa)	1,01	Desv. Padrão(MPa)	0,55
	Coef. Variação (%)	11,46	Coef. Variação (%)	6,25
Fator de eficiência	0,57		0,40	
Resistência à compressão da argamassa de assentamento (Mpa)	5,19		4,80	
	Desv. Padrão(MPa)	0,50	Desv. Padrão(MPa)	0,42
	Coef. Variação (%)	9,67	Coef. Variação (%)	8,85

Observa-se que, assim como nos prismas, apesar da resistência média na área líquida ser a mesma, as mini-paredes com argamassamento parcial apresentaram uma resistência na área bruta inferior (cerca de 24%) e um fator ainda mais baixo (cerca de 29%) do que as mini-paredes com argamassamento total.

Com relação ao modo de ruptura, as mini-paredes com argamassamento total apresentaram fissuras verticais inicialmente nas faces longitudinais externas (ver Figura 6.7b) e após nas faces transversais externas (ver Figura 6.7a). Já as mini-paredes com argamassamento parcial ocorreu o inverso (ver Figura 6.8).

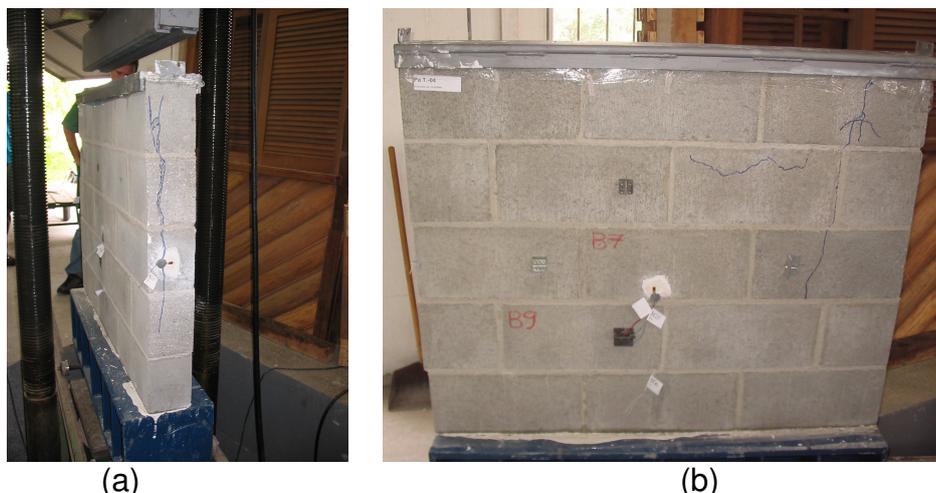


Figura 6.7 – (a) Fissura vertical ao longo da espessura da mini-parede com argamassamento total e (b) vista frontal da mini-parede com argamassamento total.

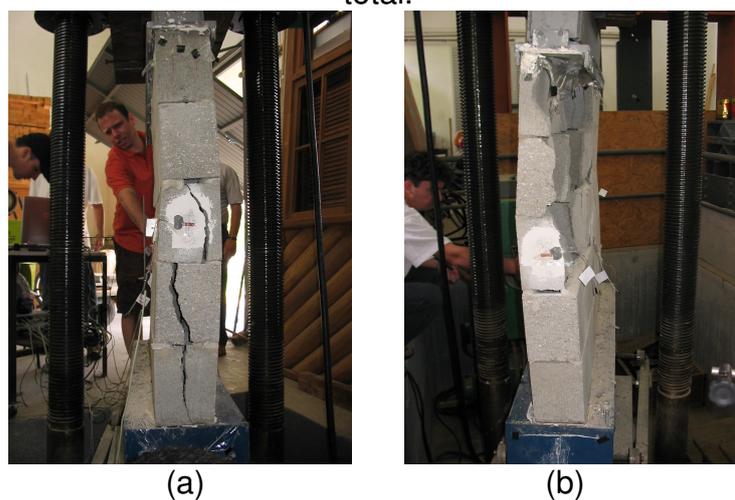


Figura 6.8 – (a) Abertura vertical ao longo da espessura da mini-parede com argamassamento parcial e (b) ruptura frágil da mini-parede com argamassamento parcial.

Módulo de elasticidade e curvas Tensão x Deformação

Para cada padrão de argamassamento, no decorrer dos ensaios, foram adquiridos dados de deslocamento e deformações das mini-paredes. As Figuras 6.9 a 6.14 mostram os deslocamentos fornecidos por cada transdutor de deslocamento, seguindo a nomenclatura da Figura 4.6. Em todos os gráficos foi considerada positiva a carga de compressão aplicada no corpo-de-prova.

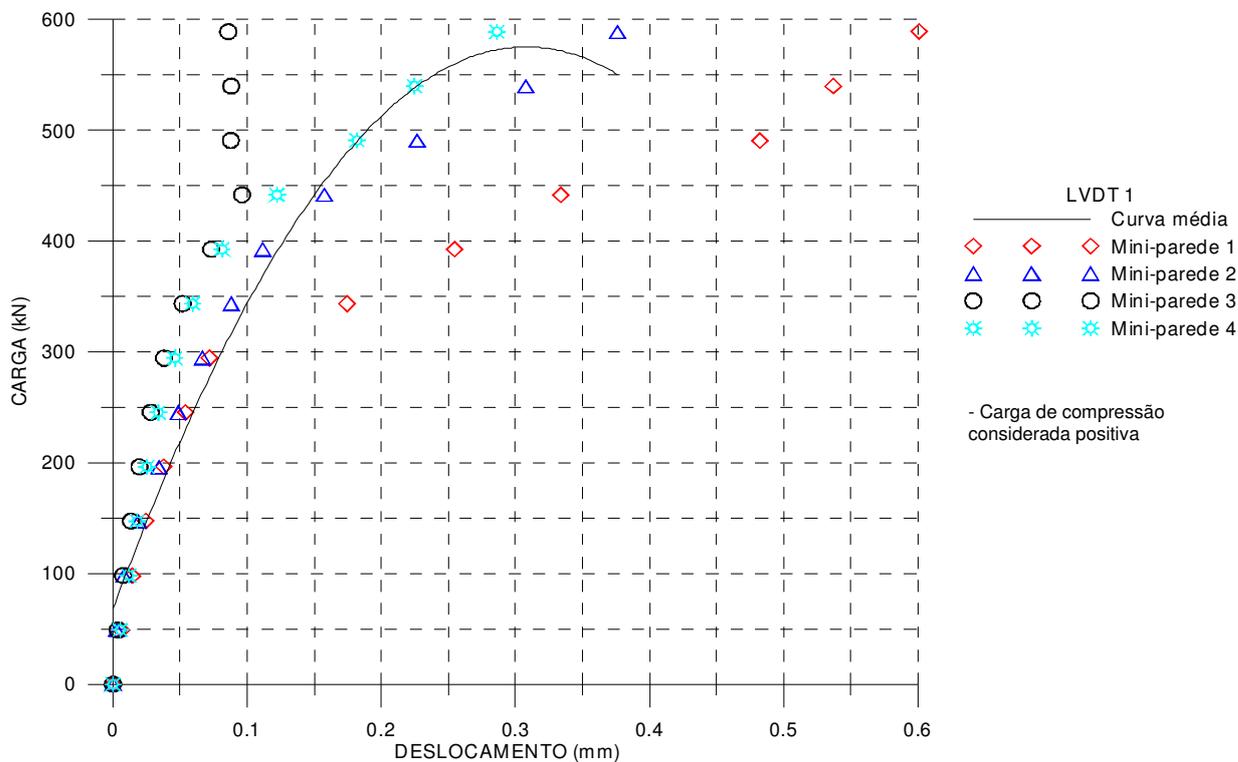


Figura 6.9 – Deslocamentos horizontais (LVDT 1) e curva média das mini-paredes com argamassamento total.

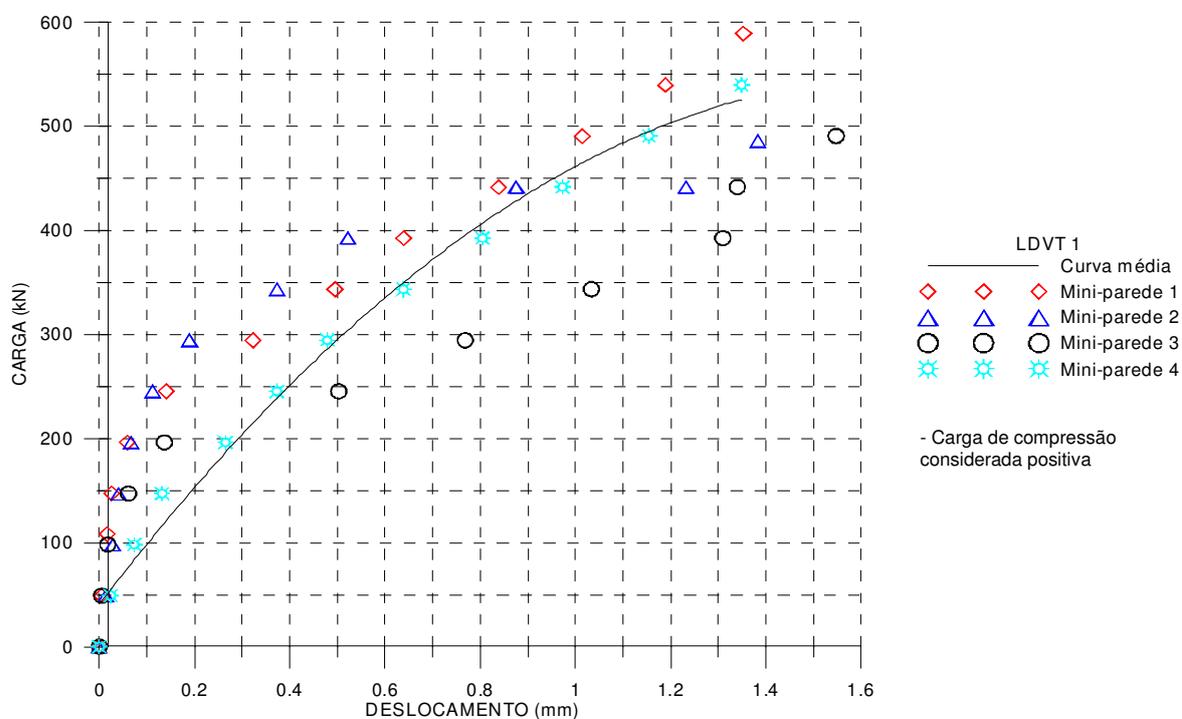


Figura 6.10 – Deslocamentos horizontais (LVDT 1) e curva média das mini-paredes com argamassamento parcial.

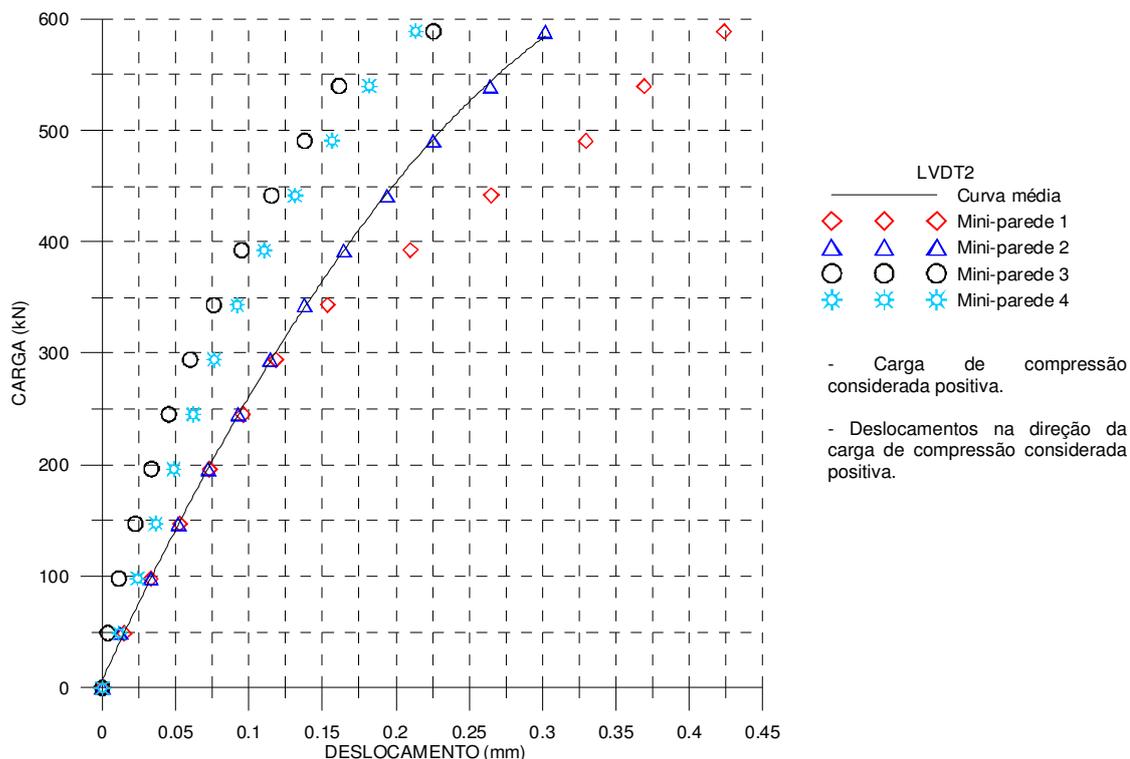


Figura 6.11 – Deslocamentos verticais (LVDT 2) e curva média das mini-paredes com argamassamento total.

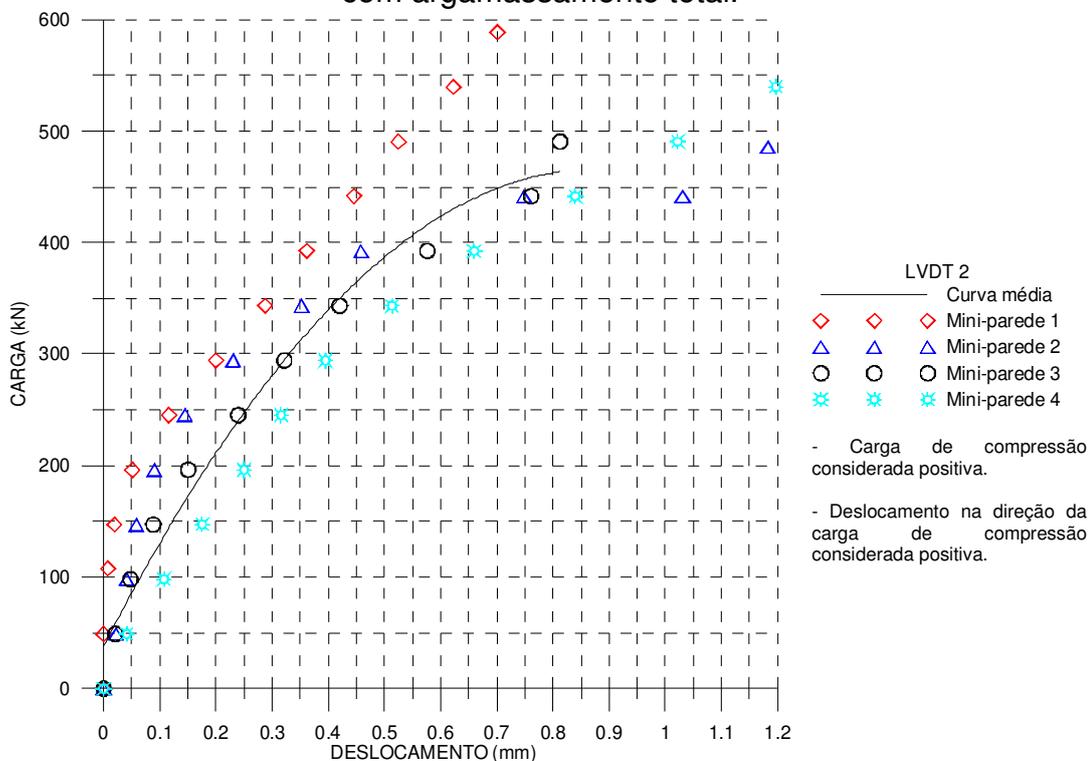


Figura 6.12 – Deslocamentos verticais (LVDT 2) e curva média das mini-paredes com argamassamento parcial.

Para a determinação do módulo de elasticidade das mini-paredes para cada padrão de argamassamento foram calculadas as deformações específicas a partir da média dos deslocamentos medidos pelos transdutores de deslocamento LVDT 2 e LVDT 2'. Essas posições foram escolhidas por se situarem na região central da mini-parede, por sofrerem pouca influência da restrição das vigas metálicas, de reação e aplicação de carga, e para minimizar o efeito de excentricidade no eixo longitudinal da parede. Os módulos de elasticidade encontrados foram obtidos seguindo-se o procedimento da norma ACI530/ASCE/TMS402 (1996), com base nas curvas tensão x deformação apresentadas nas Figuras 6.15 e 6.16. Assim como para os prismas, a tensão foi calculada na área líquida e a deformação específica foi calculada dividindo-se o valor médio dos deslocamentos medidos pelos LVDT2 e LVDT2' pelo comprimento da haste dos LVDT's (distância entre os pontos A e B, ver Figura 4.5). Ressalta-se que os deslocamentos não foram medidos até a ruptura, para se evitar possíveis danos nos transdutores de deslocamento, estes foram retirados durante o ensaio ao se atingir uma carga de aproximadamente 600kN. Os valores médios encontrados para os módulos de elasticidade estão mostrados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Módulo de elasticidade das mini-paredes para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).

Padrão de argamassamento	Módulo de Elasticidade (MPa)	$\frac{E}{f_m(liq)}$
Total	14278	1618
Parcial	10097	1144

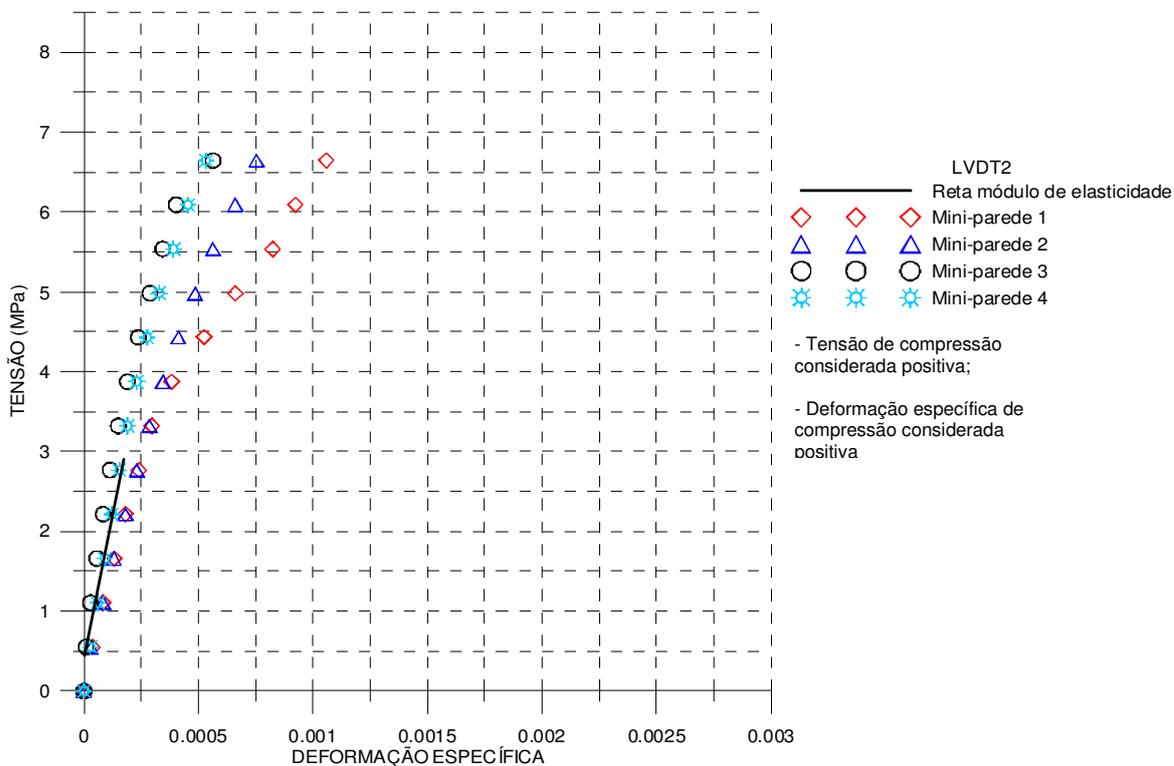


Figura 6.13 – Gráfico tensão x deformação específica das mini-paredes com argamassamento total (tensão na área líquida).

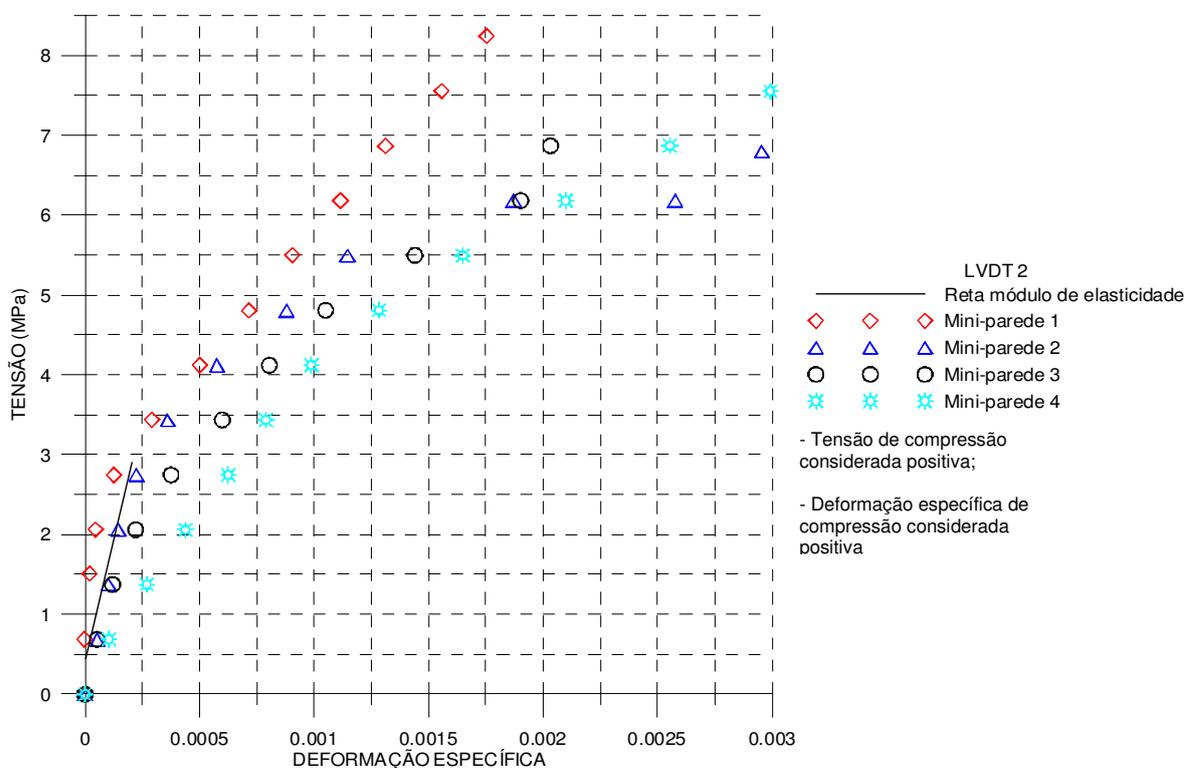
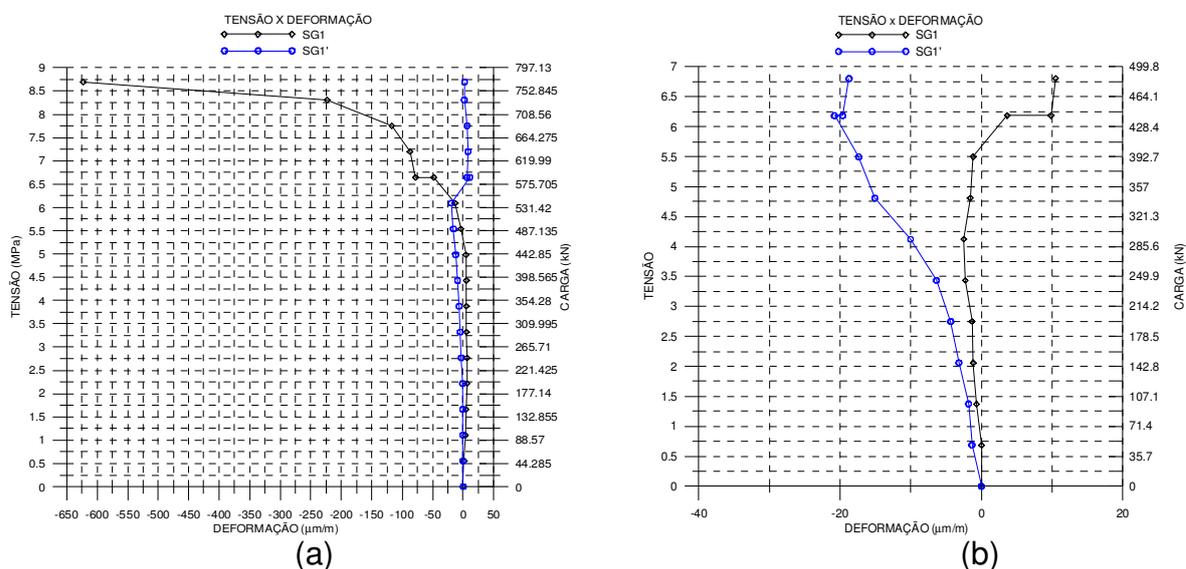


Figura 6.14 – Gráfico tensão x deformação específica das mini-paredes com argamassamento parcial (tensão na área líquida).

Conforme observa-se as Figuras 6.13 e 6.14, as mini-paredes com argamassamento parcial apresentaram deformações maiores do que as mini-paredes de argamassamento total, Conseqüentemente o módulo de elasticidade secante encontrado foi menor.

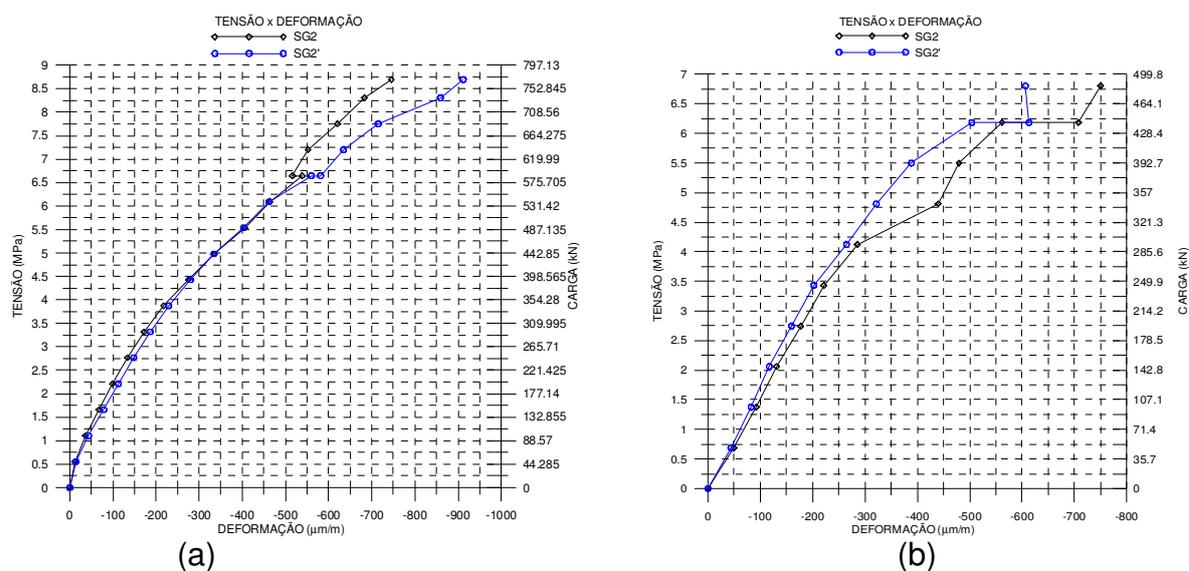
As Figuras 6.15 a 6.19 apresentam curvas tensão x deformação específica, nas quais as deformações foram medidas diretamente com extensômetros elétricos, cuja localização foi mostrada na Figura 4.10. Para o padrão de argamassamento total, foi escolhida apenas uma mini-parede (a número 3) e para o padrão de argamassamento parcial também foi escolhida apenas uma mini-parede (a número 2). Os gráficos da Figura 6.15 mostram o comportamento das deformações nos pontos SG1 e SG1' (ver Figura 4.10). Esses gráficos mostram que nas faces externas transversais há pequenas deformações específicas ou quase nulas. No entanto, durante os ensaios ocorriam nestes pontos grandes fissuras nestas faces ao longo da espessura da mini-parede, próximo à carga de ruptura.



Tensão de compressão considerada positiva

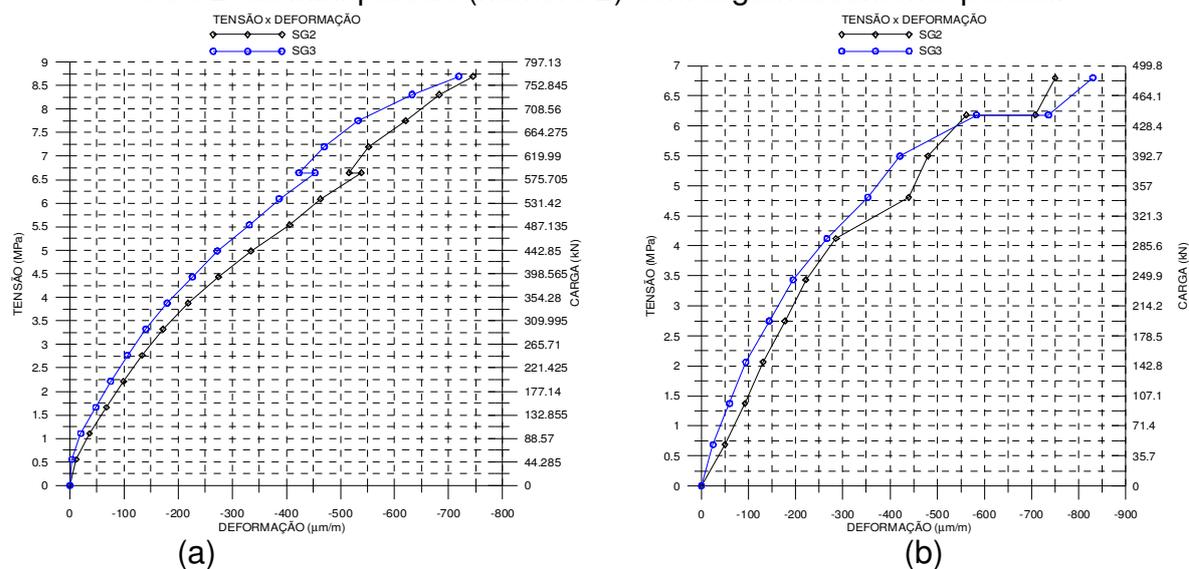
Figura 6.15 – (a) Deformação específica nos pontos SG1 e SG1' da mini-parede (número 3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG1 e SG1' da mini-parede (número 2) com argamassamento parcial.

As Figuras 6.16 a 6.18 apresentam os resultados de curva tensão x deformação traçadas a partir de medições de extensômetros elétricos em diversos pontos, ao longo da mini-parede.



Tensão de compressão considerada positiva

Figura 6.16 – (a) Deformação específica nos pontos SG2 e SG2' da mini-parede (número 3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG2 e SG2' da mini-parede (número 2) com argamassamento parcial.



Tensão de compressão considerada positiva

Figura 6.17 – (a) Deformação específica nos pontos SG2 e SG3 da mini-parede (número 3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG2 e SG3 da mini-parede (número 2) com argamassamento parcial.

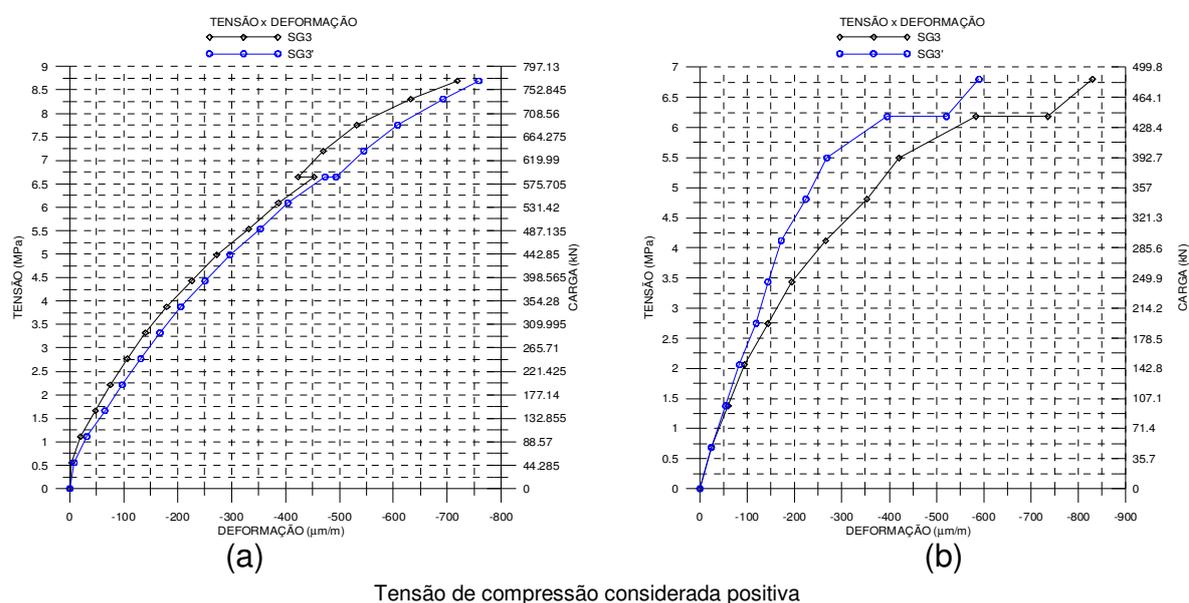
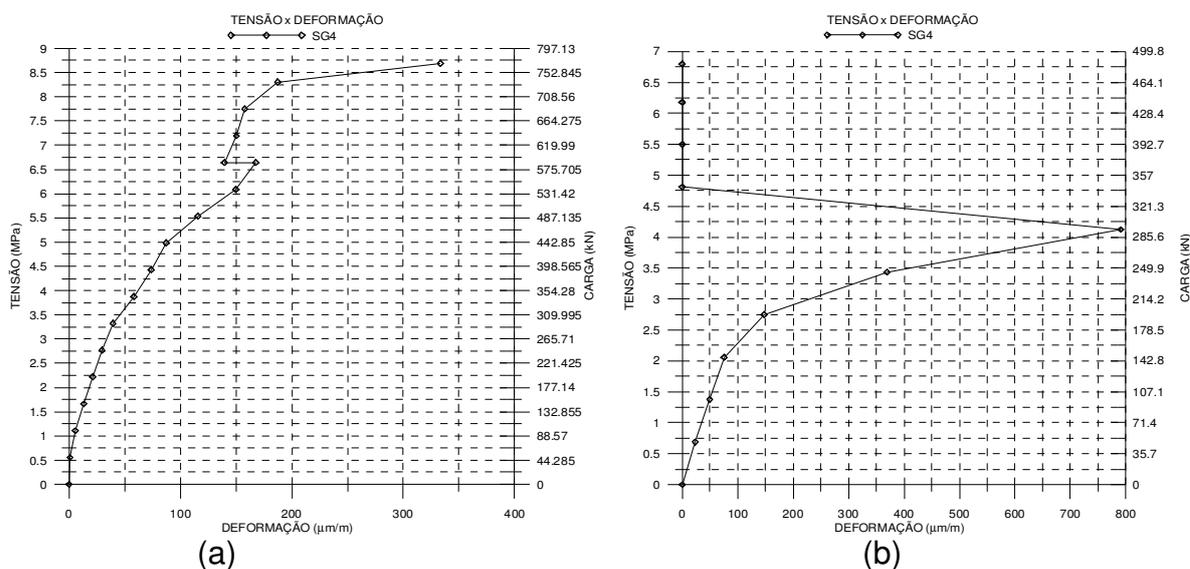


Figura 6.18 – (a) Deformação específica nos pontos SG3 e SG3' da mini-parede (número 3) com argamassamento total; (b) deformação específica nos pontos SG3 e SG3' da mini-parede (número 2) com argamassamento parcial.

Observa-se nos gráficos da Figura 6.16 que as deformações obtidas na parede externa (SG2) e interna (SG2') do bloco central B7 são praticamente coincidentes. Nestes pontos as curvas foram bem similares para os dois padrões de argamassamento. A Figura 6.17 mostra que as deformações em pontos opostos em relação ao eixo da mini-parede, no bloco central B7 (SG2 e SG3) foram bem simétricas mostrando que as excentricidades de carga aplicada foram bem pequenas. As curvas mostradas na Figura 6.18, semelhantemente às da Figura 6.16, apresentaram deformações específicas similares (pontos SG3 e SG3') para os dois padrões de argamassamento. Observa-se também que não houve diferença nas deformações medidas na mini-parede externa e interna do bloco central (B7) da mini-parede para o argamassamento total.



Tensão de compressão considerada positiva

Figura 6.19 – (a) Deformação específica no ponto SG4 da mini-parede (número 3) com argamassamento total; (b) deformação específica no ponto SG4 da mini-parede (número 2) com argamassamento parcial.

O gráfico de tensão x deformação da mini-parede com argamassamento parcial da Figura 6.19 mostra que o septo central do bloco B7 fissura para um baixo nível de carga, bem antes da ruptura. Esse comportamento é bem diferente para as mini-paredes com argamassamento total, pois a fissuração no septo central ocorre para cargas próximas da ruptura. Conforme já descrito anteriormente, há uma propagação de fissuras ao longo da espessura da mini-parede e esse comportamento mecânico foi observado nesse ponto de instrumentação. Assim, com base nos dados do ponto de instrumentação SG4, conclui-se que, para as mini-paredes estudadas neste trabalho, as com argamassamento parcial fissuravam no septo central do bloco B7 e conseqüentemente iniciavam a apresentar grandes deformações para uma carga correspondente a cerca de 20% da carga de ruptura, enquanto que as com argamassamento total este efeito ocorria no estágio final do ensaio, a uma carga cerca de 80% da carga de ruptura.

6.2 – Comparação entre os ensaios experimentais e análise numérica

6.2.1 – Prismas

A comparação entre os resultados dos ensaios e análise numérica foi feita a partir dos resultados numéricos apresentados no Capítulo 5 e os resultados experimentais apresentados nos itens anteriores deste capítulo. Foram traçados gráficos tensão x deformação específica, sendo a tensão calculada na área líquida (argamassada) e a deformação específica calculada pela divisão entre o deslocamento entre os pontos A e B (ver Figura 4.7), tanto no modelo em elementos finitos como no ensaio experimental (valor médio neste caso), lembrando que na análise pelo método dos elementos finitos aplicou-se no modelo uma tensão de 3,74 MPa na área líquida (correspondente à metade da resistência à compressão estimada da alvenaria, ver etapa 7 do item 5.1). As curvas estão mostradas na Figura 6.20 para argamassamento total e na Figura 6.21 para argamassamento parcial. Observa-se que, para prismas com argamassamento total, a reta fornecida pela análise de elementos finitos se aproxima bem da média entre as curvas experimentais no trecho elástico. Já para o prisma com argamassamento parcial o modelo de elementos finitos mostrou-se um pouco mais flexível do que o experimental. A comparação entre os módulos de elasticidade extraídos das curvas tensão x deformação obtidas da análise experimental (ver Tabela 6.3) e numérica (reta MEF na Figuras 6.20 e 6.21) está apresentada na Tabela 6.6.

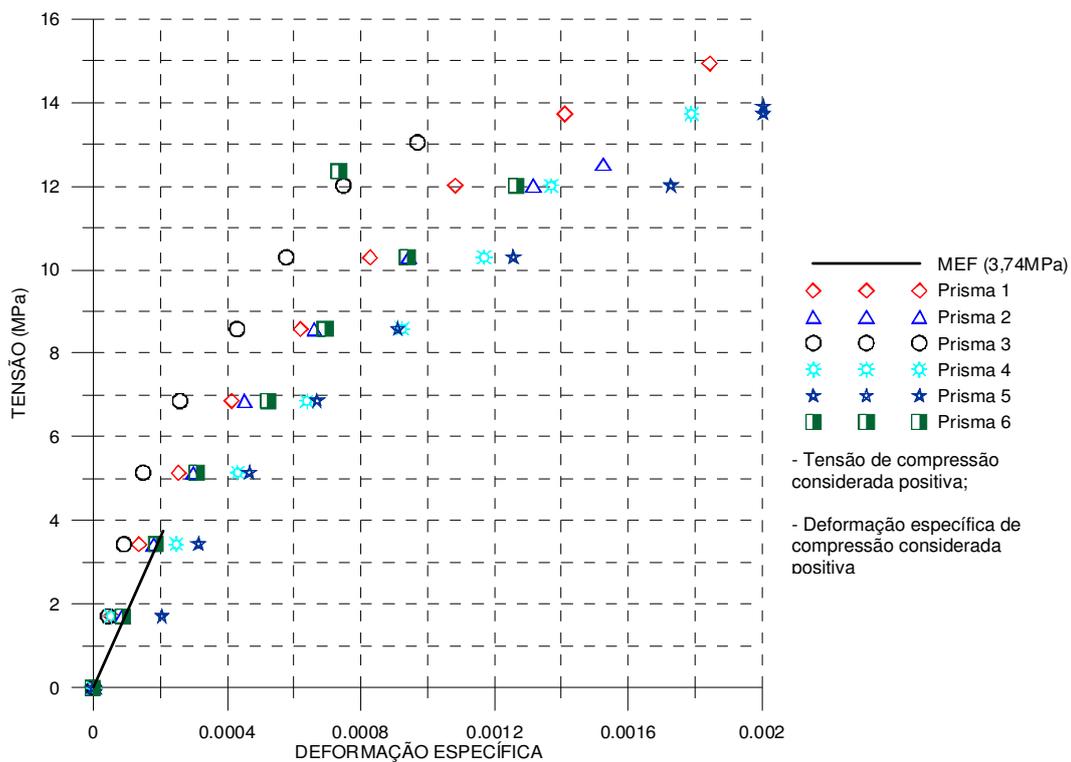


Figura 6.20 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento total. Resultados experimentais e numéricos.

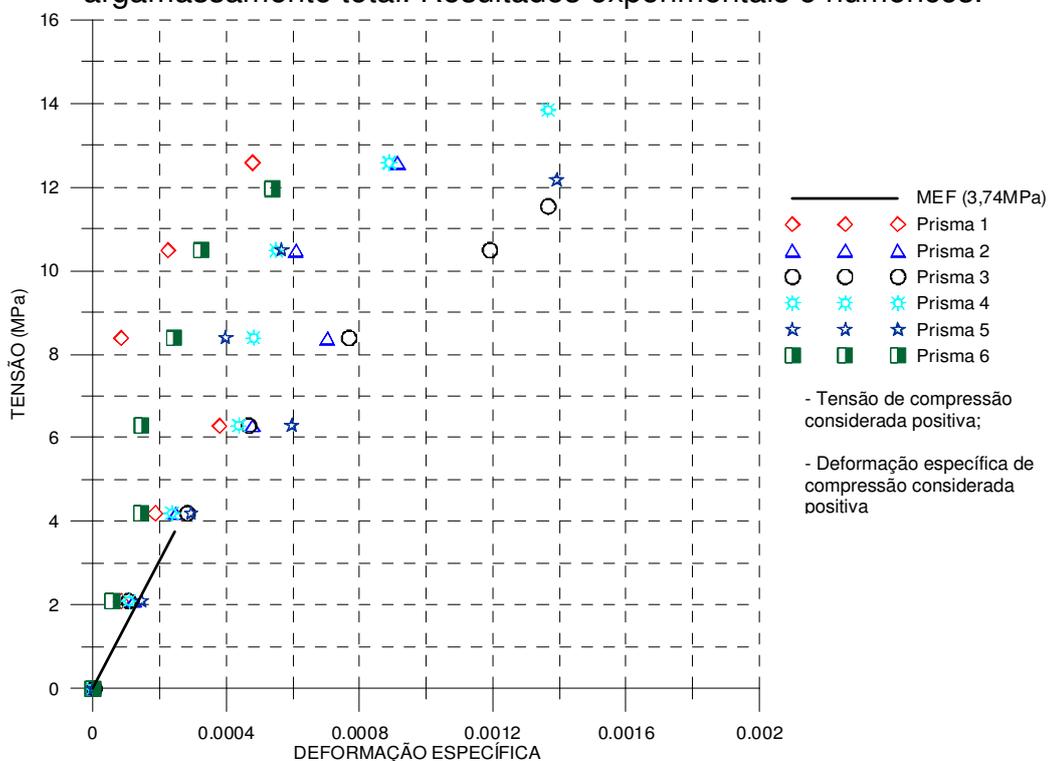


Figura 6.21 – Gráfico tensão x deformação específica dos prismas com argamassamento parcial. Resultados experimentais e numéricos.

Tabela 6.6 – Módulo de elasticidade dos prismas para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).

Padrão de argamassamento	Módulo de Elasticidade (MPa)	
	Experimental	Numérico (MEF)
Total	17170	17814
Parcial	16740	15293

O resultado de módulo de elasticidade numérico dos prismas com argamassamento total foi 3,6% maior do que o valor de módulo de elasticidade encontrado experimentalmente, enquanto que para os prismas com argamassamento parcial o módulo de elasticidade numérico foi 9,5% menor do que o valor de módulo de elasticidade experimental.

6.2.2 – Mini-parede

A comparação entre os resultados dos ensaios e análise foi feita a partir dos resultados numéricos apresentados no Capítulo 5 e os resultados experimentais apresentados nos itens anteriores deste capítulo. Foram traçados gráficos tensão x deformação específica, sendo a tensão calculada na área líquida (argamassada) e a deformação específica calculada pela divisão entre o deslocamento entre os pontos A e B (ver Figura 4.6), tanto no modelo de elementos finitos como no ensaio experimental (valor médio neste caso). As curvas estão mostradas na Figura 6.22 para argamassamento total e na Figura 6.23 para argamassamento parcial. Observa-se, que para mini-paredes com argamassamento total, a reta fornecida pela análise de elementos finitos se aproxima bem da média entre as curvas experimentais no trecho elástico. Já para a mini-parede com argamassamento parcial o modelo de elementos finitos mostrou-se um pouco mais rígido do que o experimental. A comparação entre os módulos de elasticidade extraídos das curvas tensão x deformação obtidas da análise experimental (ver Tabela 6.5) e numérica (reta MEF na Figuras 6.22 e 6.23) está apresentada na Tabela 6.7.

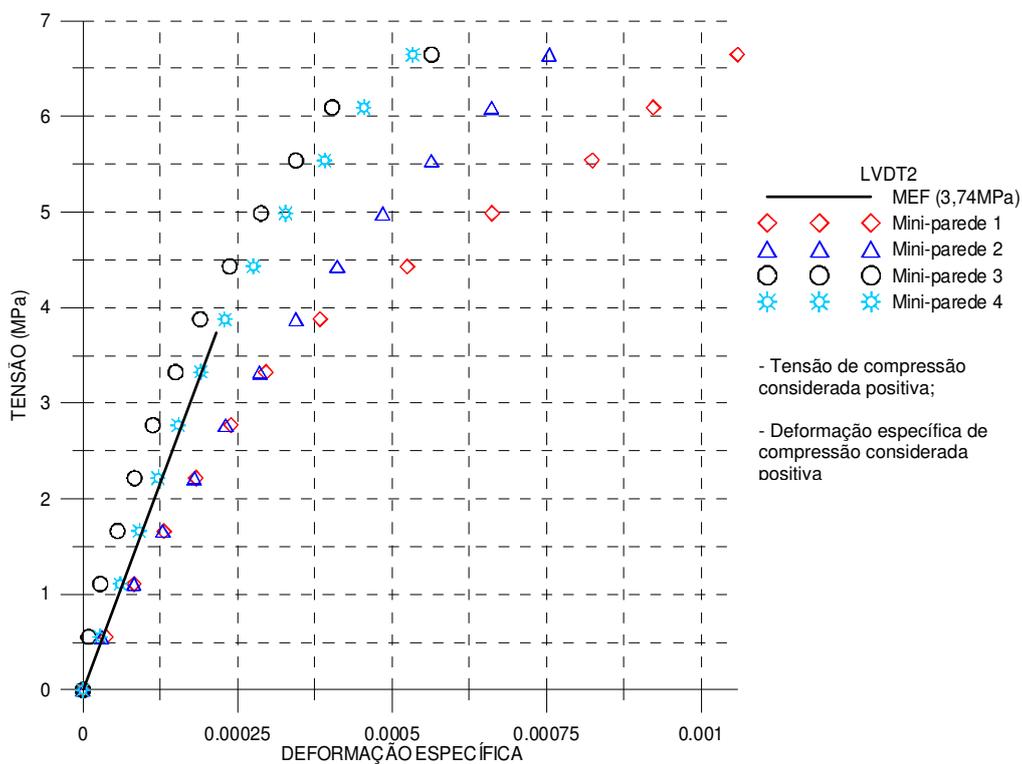


Figura 6.22 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT2) das mini-paredes com argamassamento total. Resultados experimental e numérico.

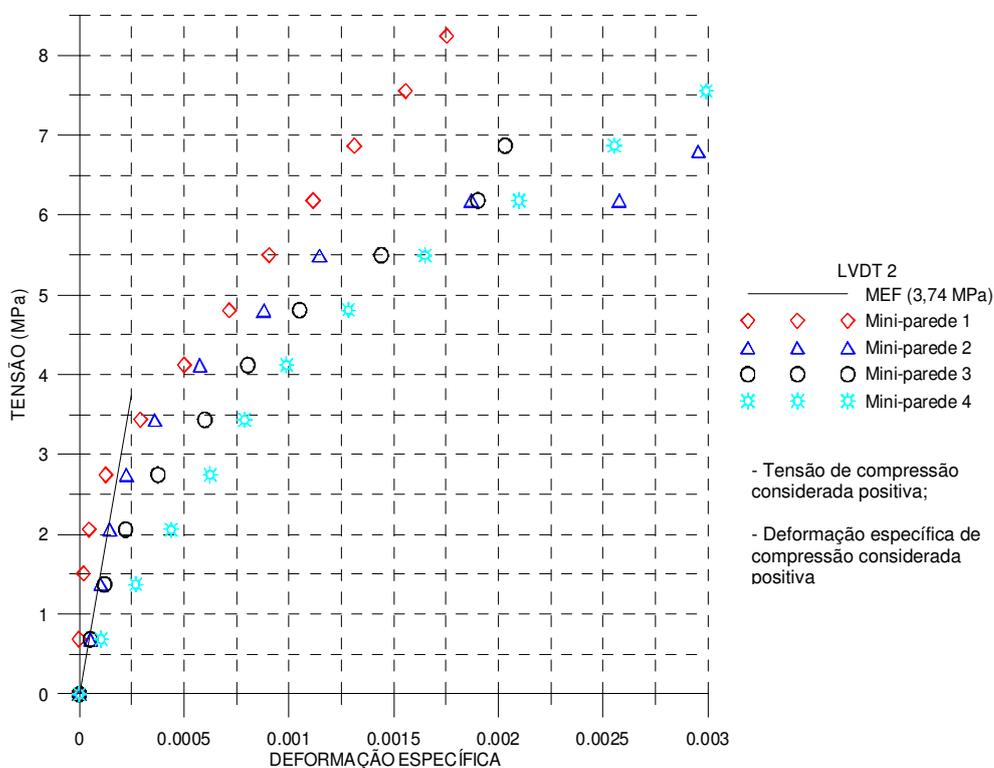


Figura 6.23 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT2) das mini-paredes com argamassamento parcial. Resultados experimental e numérico.

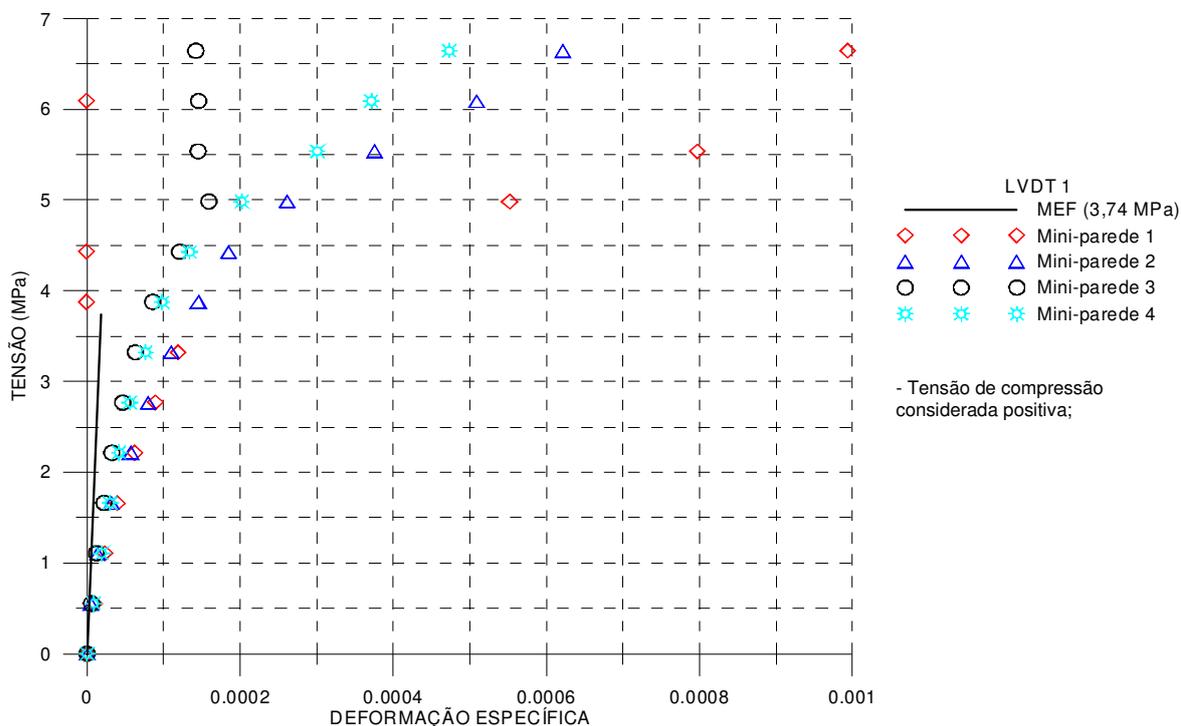


Figura 6.24– Gráfico tensão x deformação específica (LVDT1) das mini-paredes com argamassamento total. Resultados experimental e numérico.

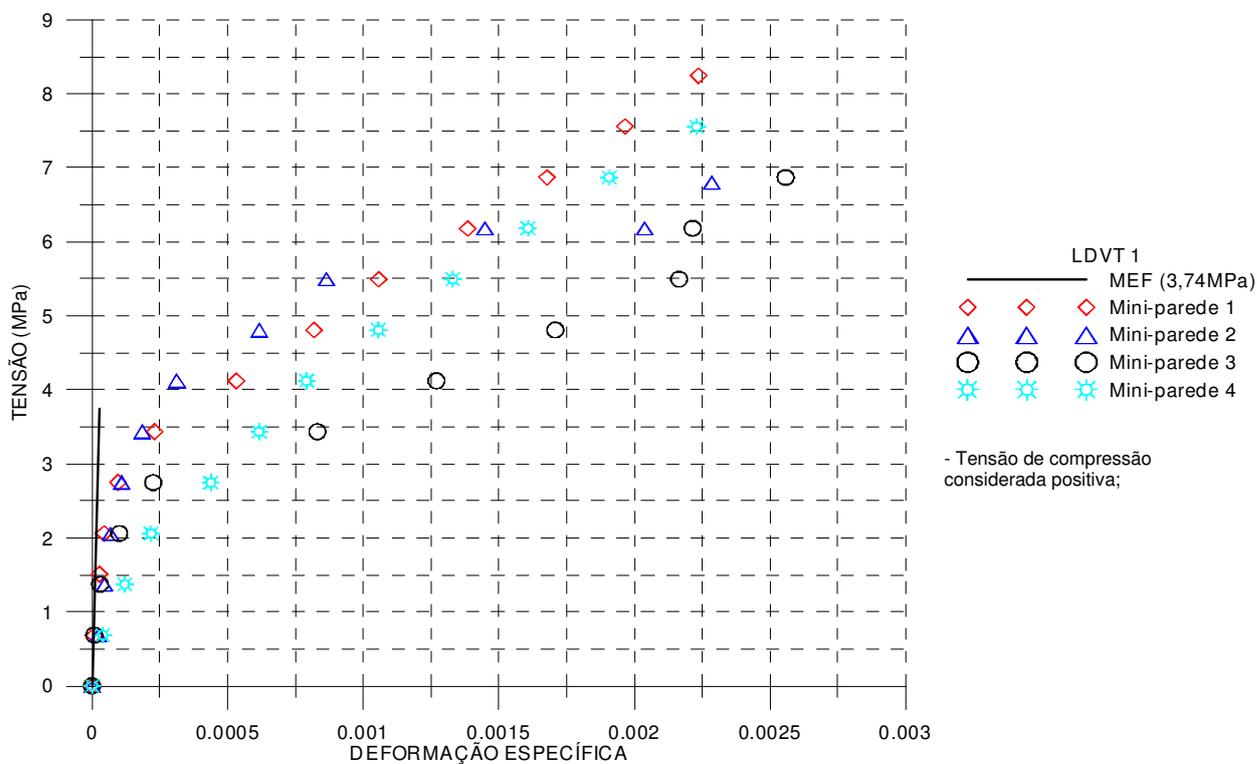


Figura 6.25 – Gráfico tensão x deformação específica (LVDT1) das mini-paredes com argamassamento parcial. Resultados experimental e numérico.

Tabela 6.7 – Módulo de elasticidade das mini-paredes para os dois padrões de argamassamento (em área líquida).

Padrão de argamassamento	Módulo de Elasticidade (MPa) (LVDT2)	
	Experimental	Numérico (MEF)
Total	14278	17349
Parcial	10097	15146

O resultado de módulo de elasticidade numérico das mini-paredes com argamassamento total foi 17,7% maior do que o valor de módulo de elasticidade encontrado experimentalmente, enquanto que para as mini-paredes com argamassamento parcial o módulo de elasticidade numérico foi 33,3% maior do que o valor de módulo de elasticidade experimental.

Em seguida, foram traçados gráficos tensão x deformação horizontal, sendo a tensão calculada na área líquida (argamassada) e a deformação específica calculada pela divisão entre o deslocamento entre os pontos C e D (ver Figura 4.6), tanto no modelo de elementos finitos como no ensaio experimental. As curvas estão mostradas na Figura 6.24 para mini-parede com argamassamento total e Figura 6.25 para mini-parede com argamassamento parcial. Observa-se, dos gráficos, que o modelo de elementos finitos deformou-se bem menos do que as mini-paredes ensaiadas, provavelmente devido ao efeito da fissuração que já ocorre para baixos níveis de carga axial aplicada.

Nas Figuras 6.26 e 6.27 a seguir apresentam-se os gráficos de tensão x deformação específica (ϵ_y) nos pontos instrumentados com os extensômetros elétricos SG1 e SG1' (ver Figura 4.10) em comparação com a reta obtida da análise de elementos finitos nestes pontos para as mini-paredes com argamassamento total e parcial respectivamente. Nesta análise, as deformações específicas foram calculadas a partir dos deslocamentos nodais e usando-se a equação 3.6, tendo em vista que as deformações não são fornecidas diretamente na saída de resultados do programa SAP2000®.

Ressalta-se que, nestes pontos, a deformação específica (ϵ_y) é muito pequena e que a reta da análise numérica fornece uma aproximação razoável da média dos valores experimentais.

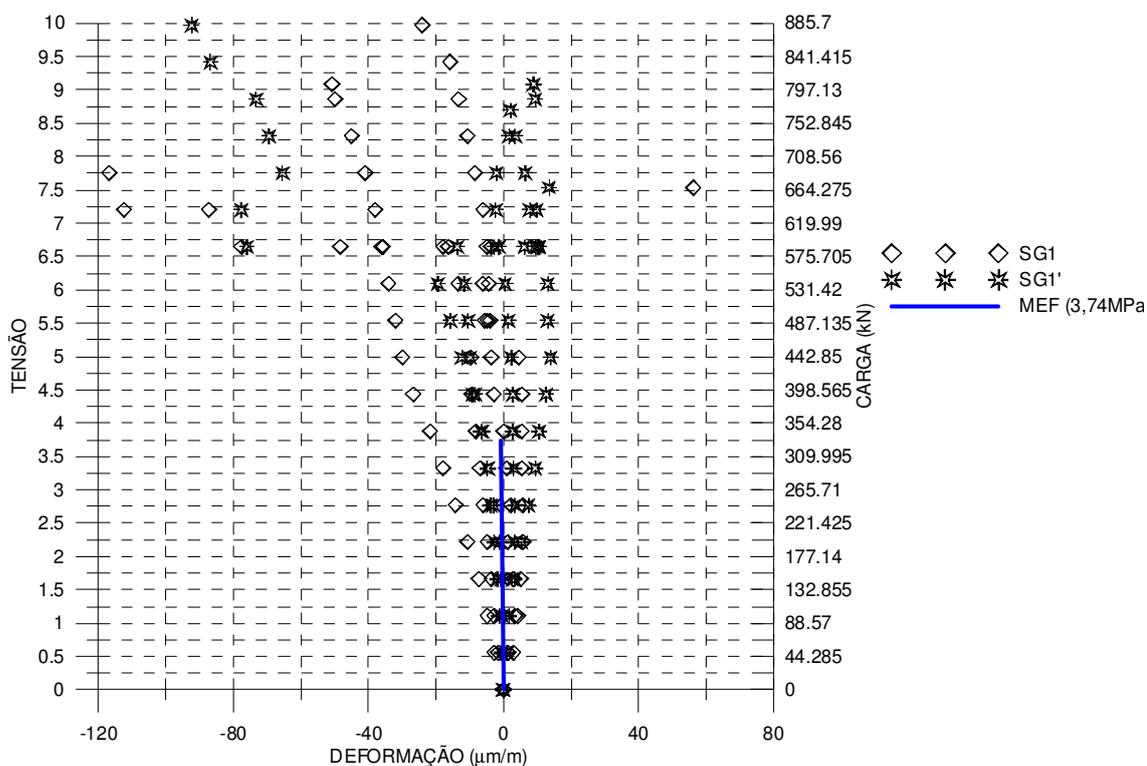


Figura 6.26 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG1 e SG1' da mini-parede com argamassamento total.

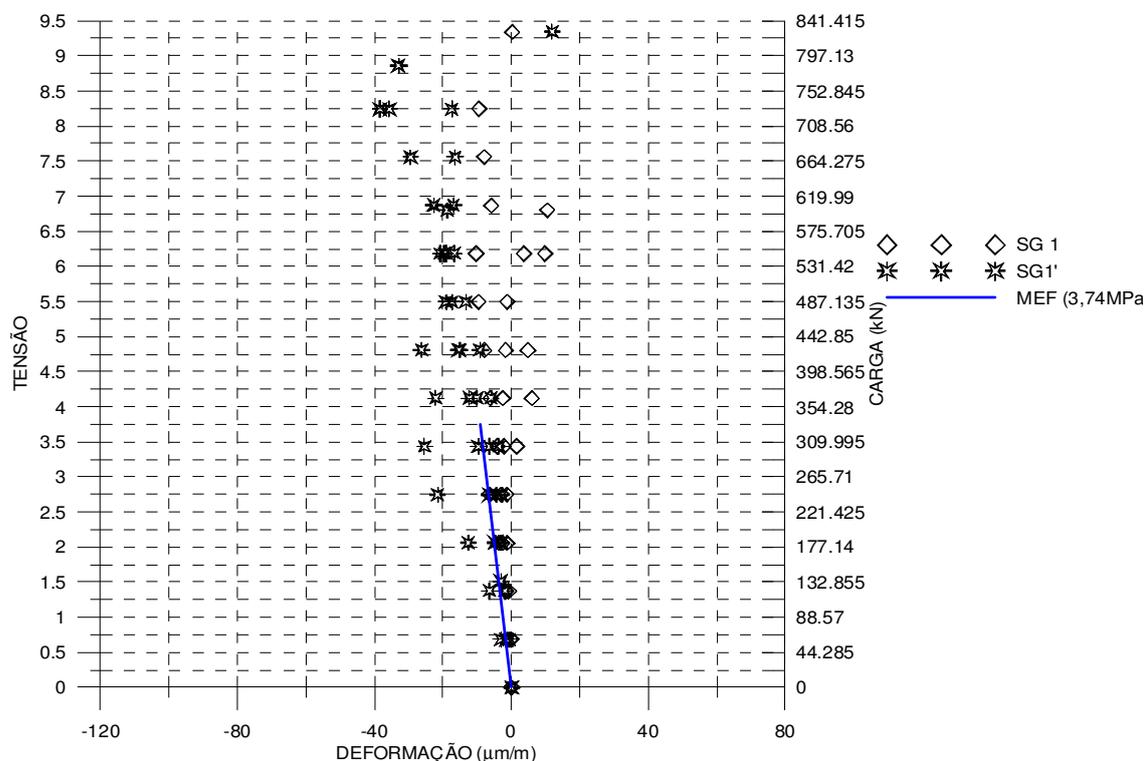


Figura 6.27 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG1 e SG1' da mini-parede com argamassamento parcial.

Em seguida, foram traçados gráficos tensão x deformação específica (ϵ_z) nos pontos instrumentados com os extensômetros elétricos SG2 e SG3, simetricamente dispostos em relação ao eixo z (ver Figura 4.10) em comparação com a reta obtida pela análise de elementos finitos nestes pontos, para paredes com argamassamento total na Figura 6.28 e com argamassamento parcial na Figura 6.29.

Para os pontos instrumentados nas faces internas do bloco central B7 com extensômetros elétricos, SG2' e SG3' (ver Figura 4.10) também foi feita a comparação das curvas tensão x deformação específica (ϵ_z) obtidas experimentalmente e numericamente, nas Figuras 6.30 e 6.31 para os dois padrões de argamassamento. Para as mini-paredes com argamassamento total neste ponto observa-se novamente uma ótima aproximação da análise numérica em comparação com os resultados experimentais (média das curvas tensão x deformação específica), mas para as mini-paredes com argamassamento parcial neste ponto o modelo numérico mostrou-se mais flexível.

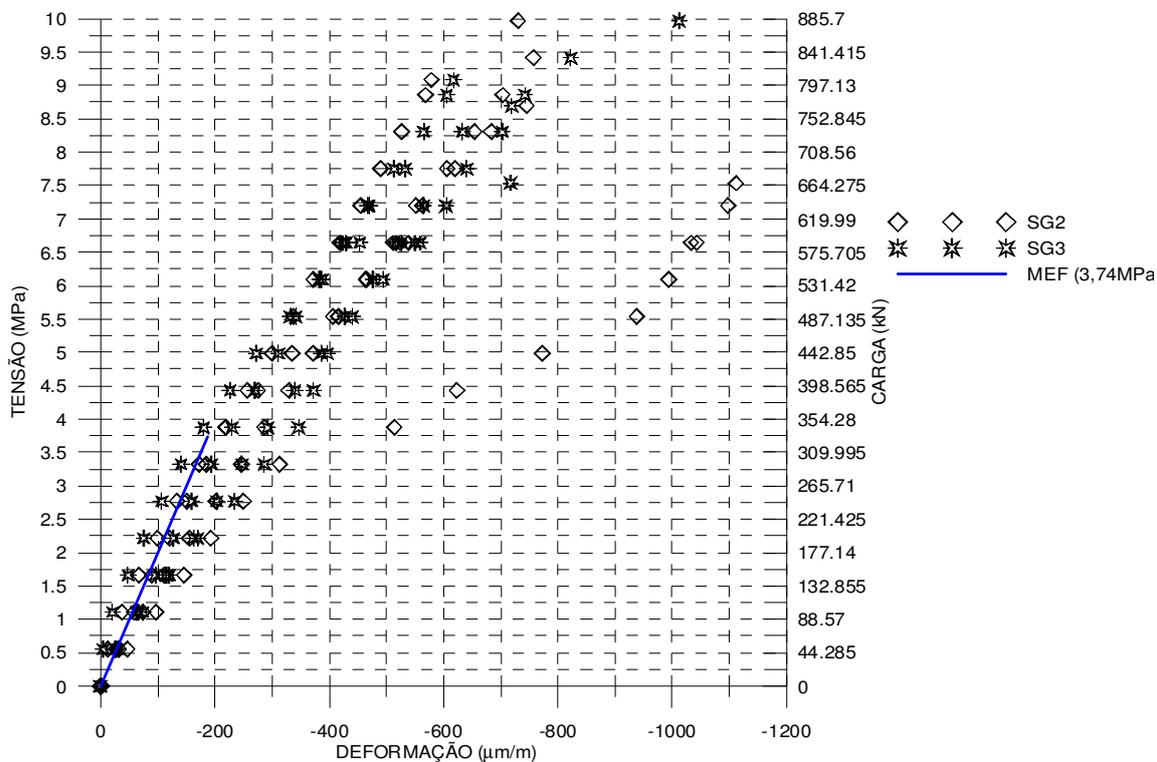


Figura 6.28 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2 e SG3 da mini-parede com argamassamento total.

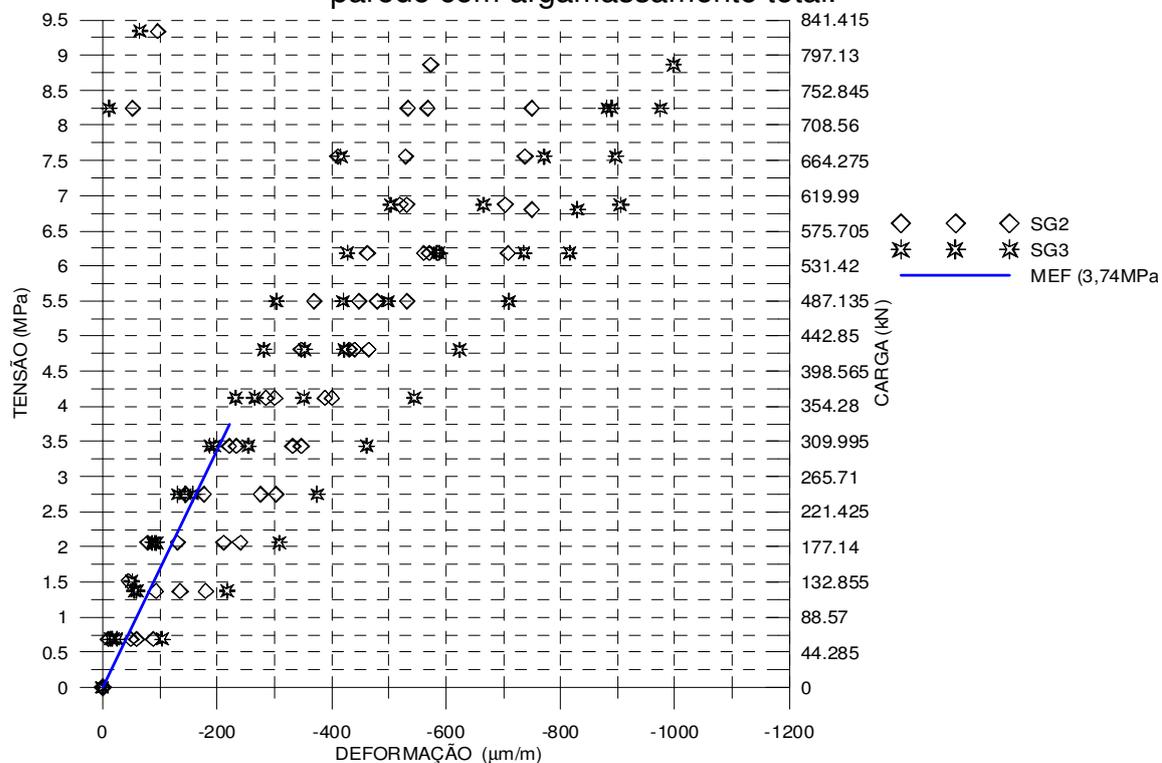


Figura 6.29 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2 e SG3 da mini-parede com argamassamento parcial.

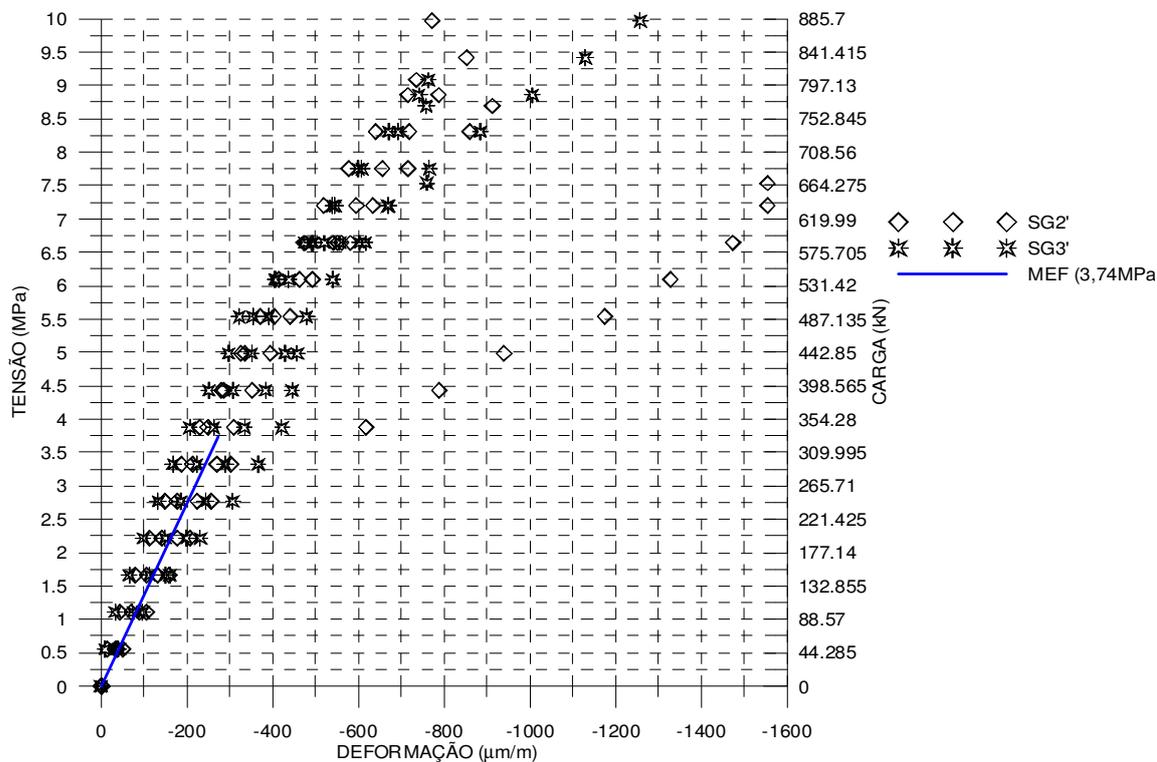


Figura 6.30 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2' e SG3' da mini-parede com argamassamento total.

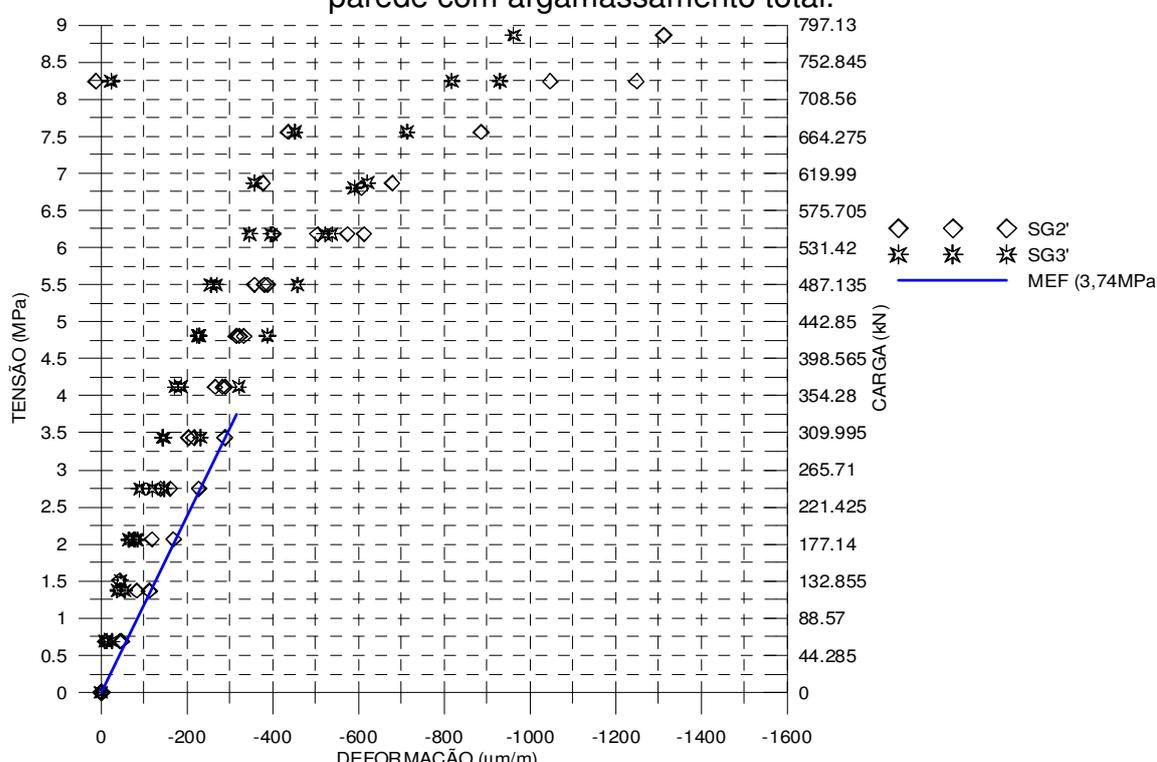


Figura 6.31 - Gráfico tensão x deformação específica dos SG2' e SG3' da mini-parede com argamassamento parcial.

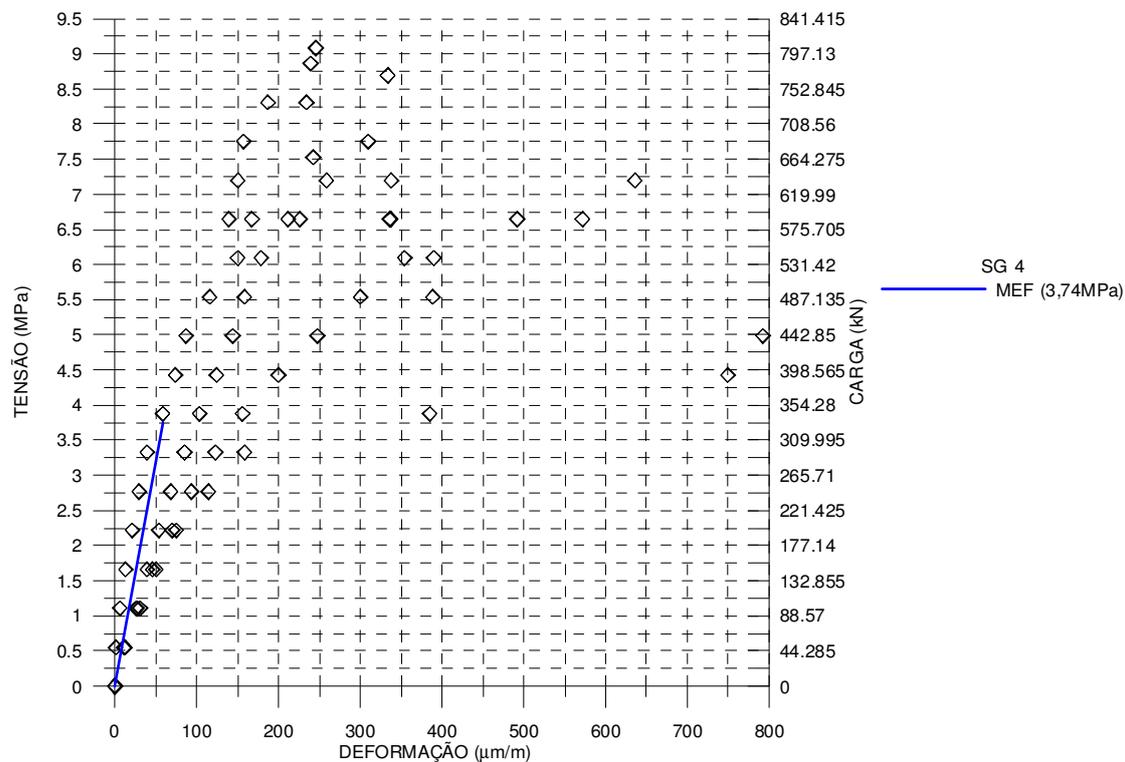


Figura 6.32 - Gráfico tensão x deformação específica do SG4 da mini-parede com argamassamento total.

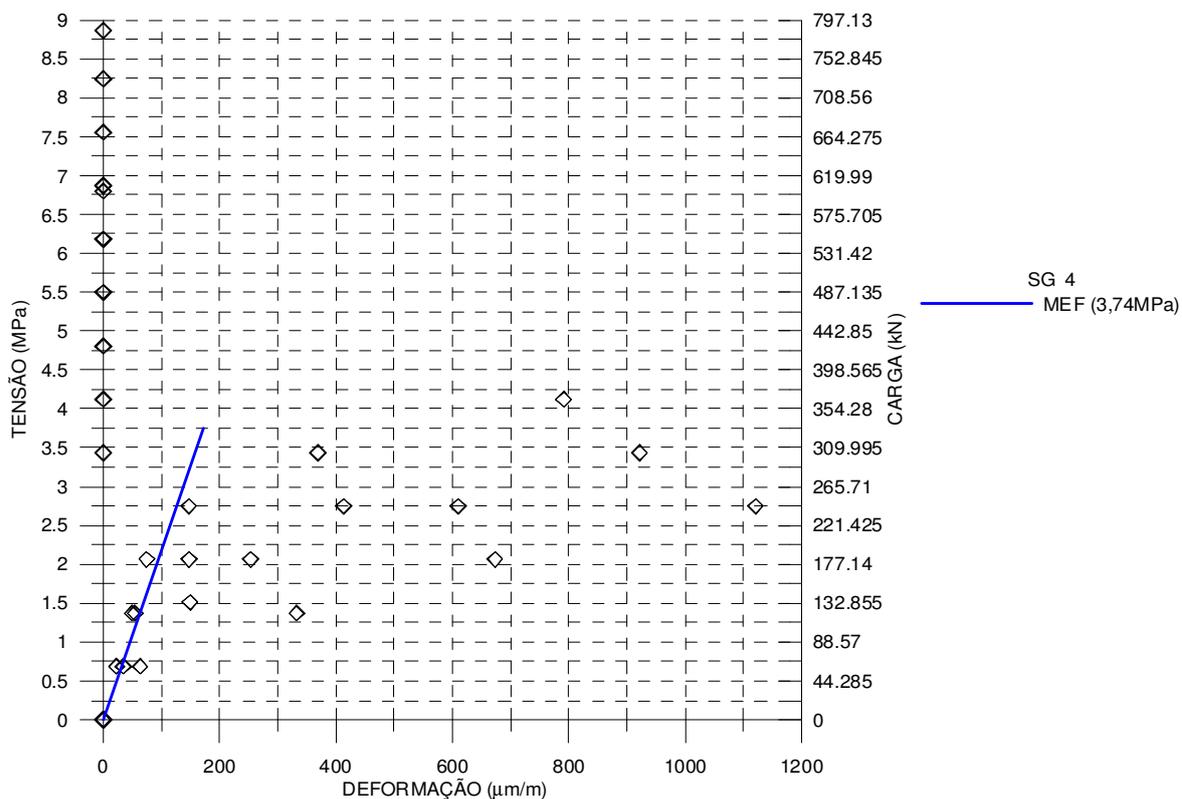


Figura 6.33 - Gráfico tensão x deformação específica do SG4 da mini-parede com argamassamento parcial.

Finalmente, nas Figuras 6.32 e 6.33 foram traçadas as curvas tensão x deformação específica (ϵ_y) obtidas experimentalmente e numericamente no ponto correspondente à instrumentação com extensômetros elétricos SG4, septo transversal do bloco central B7 (ver Figura 4.10).

Observa-se que no estágio inicial de carregamento (até 2 MPa) a reta obtida pela análise de elementos finitos coincide com a média das curvas obtidas experimentalmente para este ponto nas mini-paredes com argamassamento total (ver Figura 6.32). Já neste ponto nas mini-paredes com argamassamento parcial isto só ocorre para tensões muito baixas (< 1 MPa), pois ocorre uma fissuração prematura nos septos transversais dos blocos, conforme já explicado anteriormente.

O Capítulo 7 a seguir descreve as conclusões obtidas e as recomendações para trabalhos posteriores.

Capítulo 7

Conclusões e recomendações

A partir das análises numéricas e dos ensaios experimentais realizadas neste trabalho para prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural, executados com dois padrões de argamassamento, total e parcial, podem ser extraídas algumas conclusões observadas a seguir.

As análises numéricas pelo método dos elementos finitos mostraram que, tanto para os prismas quanto para as mini-paredes, o padrão de argamassamento influenciou consideravelmente nas distribuições de tensão nos modelos. Além disso, as análises numéricas por elementos finitos serviram de referência para instrumentação dos corpos de prova e também para posterior comparação com os resultados experimentais obtidos nos ensaios.

Quanto aos ensaios de compressão dos prismas e das mini-paredes, para os dois tipos de argamassamento, as cargas de ruptura na compressão dos prismas e das mini-paredes com o padrão de argamassamento parcial foram, em todos os experimentos, menores do que a dos prismas e mini-paredes com argamassamento total. Do mesmo modo, o fator de eficiência dos corpos de prova com argamassamento parcial mostrou-se menor do que os encontrados para o argamassamento total. Outro fato importante é que o comportamento à ruptura dos prismas e mini-paredes com argamassamento parcial apresentou, na maioria das vezes, maiores deformações e perda da integridade do corpo-de-prova. Com base nos dados fornecidos por extensômetros instalados previamente nas mini-paredes, foi observado que o início da fissura no septo central do bloco localizado no meio da mini-parede com argamassamento parcial ocorriam prematuramente, a baixos níveis de carregamento. Esse comportamento é bem diferente para as

mini-paredes com argamassamento total, pois a fissuração no septo central ocorre para cargas próximas da ruptura.

Quanto à influência do corpo-de-prova na obtenção do fator de eficiência para caracterização da alvenaria, para os dois padrões de argamassamento obtiveram-se fatores de eficiência maiores para os prismas do que para as mini-paredes usadas neste trabalho, conforme já era esperado. Esses valores podem ser influenciados pela disposição das unidades na mini-parede (junta amarrada), em que os septos dos blocos não estão alinhados, ocasionando concentração de tensões entre a disposição vertical das unidades. Nesse contexto, outro fato a ser observado é que a mini-parede aumenta a probabilidade de falha do corpo de prova, haja vista o uso de um maior número de blocos acarretando uma maior variabilidade na resistência das unidades.

A comparação das análises numéricas com os experimentos foi apresentada em termos de gráficos tensão *versus* deformação e módulo de elasticidade. De uma maneira geral, houve uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais no regime elástico da alvenaria, principalmente para os prismas e mini-paredes com argamassamento total.

Conclui-se dos resultados das análises experimentais que o padrão de argamassamento influencia consideravelmente o comportamento estrutural da alvenaria submetida à compressão. Tanto os prismas como as mini-paredes, executados com argamassamento parcial, apresentaram um fator de eficiência inferior e modo de ruptura mais frágil, com maiores deformações, em comparação com os corpos-de-prova executados com argamassamento total. Além disso, para as mini-paredes com argamassamento parcial, a fissuração na parte interna da parede, apesar de não visível, ocorreu para baixos níveis de carga, indicando que o comportamento da parede em serviço também fica prejudicado.

Assim, apesar de que o argamassamento parcial apresenta algumas vantagens em relação à estanqueidade e a rapidez de execução, não se recomenda a utilização do argamassamento parcial em paredes de alvenaria de blocos de concreto, baseando-se nos resultados obtidos neste trabalho. Havendo a necessidade executiva do uso de argamassamento parcial, recomenda-se que sejam utilizados critérios diferenciados dos utilizados para argamassamento total. Por exemplo, para critério de tensões admissíveis, deve-se calcular tanto a tensão atuante como as tensões admissíveis, que são função da resistência à compressão, utilizando-se a área de argamassamento ao invés da área bruta. Já para o critério de estado limite último, além da carga resistente à compressão axial ou flexo-compressão ter que ser calculada em relação à área argamassada, dever-se-ia também aplicar um coeficiente de minoração do material maior, tendo em vista o modo de ruptura ser mais frágil.

Ressalta-se também que a tendência dos fabricantes é de reduzir a espessura das paredes transversais dos blocos vazados de concreto. No entanto, blocos com paredes transversais mais espessas seriam mais eficientes, tanto para evitar a fissuração prematura, como para evitar concentrações de tensões que surgem na transmissão de forças verticais entre fiadas no caso de assentamento com junta amarrada.

Finalmente, deve-se ressaltar que os resultados obtidos nesse estudo abrangem uma pequena variação das propriedades dos materiais, além de um valor estatístico relativamente pequeno nas repetições de ensaios. Assim, as conclusões extraídas aqui não são definitivas, mas apenas indicam uma tendência do comportamento estrutural dos corpos-de-prova analisados.

Algumas sugestões de trabalhos futuros estão apresentadas a seguir:

- Instrumentar um número maior de pontos internos dos prismas e mini-paredes com extensômetro elétrico no intuito de acompanhar mais

detalhadamente o início e a propagação das fissuras no ensaio de compressão;

- Estudar outras geometrias de bloco e outras faixas de resistência da argamassa de assentamento nos ensaios de compressão de prismas e mini-paredes;
- Realizar análises por elementos finitos dos prismas e mini-paredes de alvenaria considerando a não-linearidade física dos materiais;
- Investigar a influência do padrão de argamassamento em corpos-de-prova de alvenaria submetidos a cisalhamento e à flexão.

Capítulo 8

Referências Bibliográficas:

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 90**: Standard specification for hollow load-bearing concrete masonry units. Philadelphia, 1991.

_____. **ASTM C 1006**: standard test method for splitting tensile strength of masonry units. Philadelphia, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural: especificação. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 7184**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria sem função estrutural - Resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 7211**: agregado para concreto. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 7217**: agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7218**: agregados: determinação do teor de argila em torrões nos agregados. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7219**: agregados: determinação do teor de material pulverulento nos agregados: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 7220**: agregados: determinação de impurezas orgânicas e húmicas em agregados. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 8798**: execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 9287**: argamassa de assentamento para alvenaria de blocos de concreto. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 12117**: blocos vazados de concreto para alvenaria: retração por secagem: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12118**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: determinação da absorção de água, do teor de umidade e da área líquida: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR NM 23**: cimento portland e outros materiais em pó: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

ATKINSON and NOLAND. **A proposed failure theory for brick masonry in compression**. Proceeding, Third Canadian Masonry Symposium, Edmonton, 1983, pp. 5-170 5.17.

BATHE, K.J. **Finite element procedures in engineering analysis**. 1982. Ed. Prentice – Hall.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628**: Part 1: structural use of unreinforced masonry, London, 1992.

_____. **BS 6073**: specification for precast concrete masonry units. London, 1981.

CALÇADA, L. M. L. **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos de concreto.** 1998. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

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

CHEEMA, T. S., KLINGNER, R. E. **Compressive strength of concrete masonry prisms.** ACI Journal, Jan. - Feb. 1986. volume 83, págs. 88–97.

COOK, R.D., MALKUS, D.S., PLESHA, M.E., **Concepts and applications of finite element analysis,** Ed. John Wiley & Sons, Inc., third edition, 1989.

COLVILLE, J., WOLDE-TINSAE, A., **Compressive strength of hollow concrete masonry.** Proceeding Fith North American Masonry Conference. Vol. II, pg. 663 – 672, June 1990.

DRYSDALE, R.G., HAMID, A.A., BAKER, L.R., **Masonry Structures – Behavior and Design.** Second Edition, The Masonry Society – TMS, 1993.

EL-NAWAWY, O.A., EL-HADDAD, M.H., **Prediction of strength and fracture behavior of concrete masonry wall units.** Proceedings Fith North American Masonry Conference. Volume II, June 1990.

FRANCIS, A. J.; HORMAN, C. B. and JERREMS, L. E. **The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork.** In: International Brick Masonry Conference,2,1971. Proceedings. British Ceramic Research Association, 1971.p.31-37.

HAN XIE, PAGE A.W., KLEEMEN P.W., **An investigation of the behavior of hollow masonry I-section prism and wall.** Proceedings Sixth North American Masonry Conference, Volume II, June 1993.

HANADA, K. T., **Effect of height & end lateral restraints on clay unit prism.** M.S. Thesis, University of Colorado, 1978.

HILSDORF, H.K., **An invesgation into the failure mechanismof brick masonry loader in axial compression.** in Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, ed. F.B. Johnson (Gulf, Houston, Tex.,1969).

GALLEGOS, H. **Albênileria Estrutural.** Pontifícia Universidad Católica do Peru. Fondo Editorial. Lima 1989.

GOMES, I.R.. **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R. **Mechanical properties of material used in concrete blockwork construction.** Magazine of Concrete Research. Edinburgh, 1994.

KREFELD, W. **The effects of shape of specimens on the apparent compressive strength of brick masonry.** In: American Society for Testing and Materials. Proceedinigs. PartI, 1938. p.363-370.v.38.

LA ROVERE, H. L; RODRIGUES, R. de M. **Análise do comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto por M.E.F.** In: JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXVIII, 1997, São Carlos. **Anais.** São Carlos, 1997. p.179-188.

LA ROVERE. **Alvenaria Estrutural**. 2001. Notas de aula, curso de pós-graduação em Engenharia Civil., Universidade Federal de Santa Catarina.

LA ROVERE. **Utilização do método dos elementos finitos em projetos de estruturas**. 1997. Notas de aula, curso de pós-graduação em Engenharia Civil., Universidade Federal de Santa Catarina.

LA ROVERE, H. L. ; PAES, J. L. R. ; ALMEIDA, S. F. ; SILVA, F. J. . **Avaliação da Resistência Uniaxial A Compressão da Alvenaria de Blocos de Concreto**. In: 3 SEMANA DE ENGENHARIA E 1 SEMINARIO FLUMINENSE DE ENGENHARIA, 1992, Niterói. Anais, 1992. v. 1. p. 34-37.

LOURENÇO, P. B. **Computational Strategies for Masonry Structures**. Tese de Doutorado, Delft University of Technology, Netherlands, 1996.

LOURENÇO, P.B. **Dimensionamento de Alvenarias Estruturais**. Relatório 99-DEC/E-7. Dezembro 1999.

MACHADO, V. K. C. B. L., TRISTÃO, F. A. **Análise de métodos de retenção de água em argamassa**. In: SEMINÁRIO DE EXTENSÃO E PESQUISA DO ESPÍRITO SANTO, 1., 1999, Vitória. Resumos... Vitória: Universidade Federal do Espírito Santo, 1999.

MAURENBRECHER, A. H. P.. **Axial compressive test on masonry wall prisms**. Proceedings, Third North American Masonry Conference, The Masonry Society, Texas, 1985, p. 19-1 à 19-14.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto**. Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 20 p. 1993.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 1998. 178p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MONK, C.B.JR. **A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry**. Research Report n. 12, Geneva: Structural Clay Products Research Foundation, 1967.

MÜLLER, A. **Efeitos da sílica ativa e de látex polímero EVLC sobre as características de argamassas de assentamento**. 1999. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

OLIVEIRA, A. L.; CASALI, J.M.; SANTOS, S.; PRUDÊNCIO JR, L. R.. 2001. **Metodologia para avaliação de trabalhabilidade de argamassas de assentamento de alvenaria**. In SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 4., 2001, Brasília. **Anais**. Brasília: UFB, 2001. p. 159-170.

PRUDÊNCIO JR. **Alvenaria Estrutural**. 1994. Notas de aula, curso de graduação em Engenharia Civil., Universidade Federal de Santa Catarina.

PRUDÊNCIO JR., L. R.; OLIVEIRA, A. L.; BEDIN, C. A. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Florianópolis: Editora Gráfica Pallotti, 2002. 207p.

RICHARD, F.E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R.L., **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses**. University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin n. 183, 1928, pp.104.

ROMAGNA, R. H. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 2000. 195p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

ROMAN, H. R., MUTTI, C. N. e ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural. Universidade Federal de Santa Catarina.** Florianópolis, SC. 1999.

SABBATINI, F. H. **Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente.** Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 26 p. 1986.

SÁNCHEZ, E. **Histórico sobre pesquisas e elaboração de novas normas no Brasil sobre alvenaria estrutural.** Volume 29. 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, 1994 págs. 100–113.

SAYED-AHMAD, E. Y., SHRIVE, N. G. **Nonlinear finite-element model of hollow masonry.** Journal of Structural Engineering, June 1996. volume 122, no 6, págs. 83– 690.

SHRIVE, N. G. **The failure mechanism of face-shell bedded (ungROUTED and unreinforced) masonry.** International Journal of Masonry Construction, 1982. volume 2, no 3, págs. 115–127.

SILVA, A.H.. **Comparação de custos entre os processos construtivos em concreto armado e em alvenaria estrutural em blocos cerâmicos e de concreto.** 2002, p. 116. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

SOLÓRZANO, M.G.P.. **Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto.** 1994. 203p. (Mestrado) - ESCOLA POLITECNICA, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

STEIL, R. O.. **Efeito da geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de alvenaria não grauteados.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

W. J. BERANEK, G. J. HOBELMAN. **A mechanical model for brittle materials.** In: Proc. 9th International Brick/Block Masonry Conference. Berlin, Germany, 1993 págs. 694–701.

WATSTEIN, D. and ALLEN, M. **Structural performance of clay masonry assemblages built with high-bond organic modified mortar.** In: International Brick Masonry Conference, 2, 1971. Proceedings. London, 1973. 292p.v.55.